

Resum

El present document conté el resum del disseny i càlcul estructural d'una nau industrial d'acer amb coberta a dues aigües i una llum de 36 m, amb una instal·lació solar fotovoltaica de 109,2 kWp de connexió a xarxa sobre la coberta.

Com a objectius principals, es pretén verificar els resultats de l'anàlisi de l'estructura de barres realitzat mitjançant comprovacions manuals d'estabilitat i resistència amb els resultats del programa PowerFrame (PF), així com també es volen comprovar els resultats del càlcul de unions realitzat mitjançant les comprovacions de resistència pertinents amb els resultats del programa PowerConnect (PC).

També es realitza el càlcul i dimensionament dels fonaments i del paviment de la nau, en aquest cas sense el suport de cap programa informàtic.

Com a objectiu secundari, es pretén projectar una instal·lació solar fotovoltaica de connexió a xarxa sobre la coberta, estudiant la rendibilitat i viabilitat econòmica de la inversió. Amb això es dona un exemple d'aprofitament de superfícies ja ocupades per alguna altra activitat per a la producció neta d'energia, establint així un model o pauta a seguir en la construcció o rehabilitació de naus industrials o d'edificis de grans dimensions en planta.

Els resultats de l'anàlisi de l'estructura obtinguts són pràcticament iguals als del programa PF. Pel que fa als resultats del càlcul de unions, en general també coincideixen bastant bé amb els del programa PC, encara que hi ha alguns resultats intermedis que no són iguals. No obstant, el resultat final del programa (en el càlcul de la unió biga pilar) és molt similar a l'obtingut amb els càlculs manuals.

El projecte tipus de la instal·lació fotovoltaica sobre cobertes de naus industrials o edificis de grans dimensions en planta és viable i la inversió té una bona rendibilitat. Això és degut a que la legislació vigent sobre producció d'energia en règim especial (aplicada a la producció d'electricitat mitjançant fonts d'energia renovables) afavoreix econòmicament la venda de l'electricitat produïda per promoure així la proliferació d'aquest tipus de instal·lacions.





Sumari

RESUM	1
SUMARI	3
1. PREFACI	9
1.1. Origen del projecte	9
1.2. Motivació	9
1.3. Requeriments previs	10
2. INTRODUCCIÓ	11
2.1. Objectius del projecte.....	11
2.2. Abast del projecte	11
3. MATERIALS UTILITZATS	13
3.1. Acer	13
3.1.1. Estructura principal	13
3.1.2. Corretges	13
3.1.3. Tancaments	14
3.1.4. Cargols i cargols d'ancoratge	14
3.1.5. Cargols de la subestructura de suport de la instal·lació fotovoltaica	14
3.1.6. Armadures	14
3.1.7. Malla electrosoldada	14
3.2. Formigó	15
3.2.1. Sabates dels pòrtics principals	15
3.2.2. Sabates dels pilars hastials	15
3.2.3. Paviment.....	16
3.3. Morter	16
3.4. Alumini.....	16
4. MODELITZACIÓ DE L'ESTRUCTURA AMB POWERFRAME	17
4.1. Longituds de vinclament	17
4.1.1. Longituds de vinclament en els plans X-Y i X-Z	17
4.1.2. Longituds de bolcada lateral	20
5. ACCIONS	22
5.1. Accions permanents.....	22
5.1.1. Pes propi.....	22
5.1.2. Càrrega permanent.....	22



5.2. Accions variables.....	23
5.2.1. Sobrecàrrega d'ús	23
5.2.2. Neu	23
5.2.3. Acció tèrmica	24
5.2.4. Vent	24
5.3. Accions accidentals	28
5.3.1. Sisme.....	28
5.3.2. Incendi	28
5.3.3. Impacte.....	28
6. VERIFICACIONS BASADES EN COEFICIENT PARCIALS	29
6.1. Capacitat portant	29
6.1.1. Combinació d'accions.....	29
6.1.2. Coeficients parcials de seguretat per resistència	30
6.2. Aptitud al servei	30
6.2.1. Combinació d'accions.....	30
6.2.2. Fletxes	31
6.2.3. Desplaçaments horitzontals.....	31
7. ANÀLISI ESTRUCTURAL	33
7.1. Models per a les unions.....	33
7.2. Anàlisi global.....	33
7.3. Imperfeccions	34
8. RESULTATS DE L'ANÀLISI AMB POWERFRAME	36
8.1. Diagrames	36
8.1.1. Moments flectors	37
8.1.2. Esforços normals.....	37
8.1.3. Esforços tallants	38
8.1.4. Resistència de les seccions.....	38
8.1.5. Resistència al vinclament	39
8.2. Resultats numèrics	39
8.2.1. Resistència de les seccions.....	40
8.2.2. Resistència al vinclament	41
8.2.3. Resultats dels diferents anàlisis realitzat amb PowerFrame	42
9. RESULTATS DE LES COMPROVACIONS MANUALES	45
9.1. Resultats de les verificacions a bolcada lateral.....	45
9.1.1. Pilars.....	45
9.1.2. Bigues.....	45



9.2. Resultats de les verificacions a flexió i esforç normal	47
9.2.1. Pilars	47
9.2.2. Bigues	48
10. UNIÓN BIGA PILAR	49
10.1. Resistència dels components bàsics	50
10.1.1. Ànima de pilar a tallant	50
10.1.2. Ànima de pilar a compressió transversal	51
10.1.3. Ànima de pilar a tracció transversal	51
10.1.4. Ala de pilar a flexió transversal	52
10.1.5. Placa extrema a flexió	57
10.1.6. Ala i ànima de la biga a compressió	59
10.1.7. Ànima de biga a tracció	59
10.1.8. Cargols a tracció	60
10.1.9. Cargols a tallant	60
10.1.10. Cargols a aixafament	61
10.1.11. Soldadures	61
10.2. Moment resistent de càlcul de la unió biga pilar	61
10.2.1. Resistència a tracció de les files de cargols	61
10.2.2. Càlcul del moment resistent de la unió	62
10.2.3. Percentatge d'esgotament de la unió	62
11. UNIÓN DE BASE DE PILAR	63
11.1. Resistència de càlcul dels components bàsics	63
11.1.1. Placa base i formigó sotmesos a compressió	64
11.1.2. Placa base a flexió i cargols sotmesos a tracció	65
11.1.3. Longitud d'ancoratge dels cargols	65
11.1.4. Cargols a tallant	66
11.1.5. Comprovació a tracció i tallant	66
11.1.6. Cargols a aixafament	66
11.1.7. Soldadures	66
12. UNIÓN BIGA BIGA	67
13. CIMENTACIÓ DEL PÒRTIC PRINCIPAL	69
13.1. Comprovacions resistents de les sabates	69
13.1.1. Comprovació de la fonamentació a tracció	69
13.1.2. Sabata de formigó armat o en massa	69
13.1.3. Comprovació de la pressió sobre el terreny	70
13.1.4. Comprovació a bolcada	70
13.1.5. Comprovació a lliscament	71



13.1.6. Comprovacions a tallant i a punxonament.....	72
13.2. Càlcul de les rases	72
14. SISTEMA D'ARRIOSTRAMENT	74
15. PILARS HASTIALS.....	75
15.1. Unió de l'extrem superior del pilar	75
15.2. Disseny de la unió de la base del pilar	76
16. CIMENTACIÓ DELS PILARS HASTIALS	78
17. PAVIMENT	79
18. CORRETGES, TANCAMENTS I JUNTA DE DILATACIÓ	81
19. INFORME GEOTÈCNIC	82
20. INSTAL·LACIÓ FOTOVOLTAICA	83
20.1. Descripció general de la instal·lació	83
20.2. Descripció de la subestructura de suport dels panells.....	83
20.3. Descripció dels elements de la instal·lació	85
20.3.1. Costat de contínua (CC)	85
20.3.2. Costat d'alterna (CA)	85
20.3.3. Proteccions de la instal·lació.....	86
20.4. Pressupost i anàlisi econòmic de la instal·lació	86
21. PRESSUPOST	88
CONCLUSIONS	90
AGRAÏMENTS	93
BIBLIOGRAFIA.....	95
Referències bibliogràfiques.....	95
Bibliografia complementària.....	98
Altres activitats realitzades.....	99

ANNEX A: Modelització de l'estructura i resultats de l'anàlisi amb PowerFrame i PowerConnect

ANNEX B: Comprovacions manuals de resistència i vinculament de l'estructura



ANNEX C: Comprovació de la unió biga pilar

ANNEX D: Comprovació de la unió de base de pilar, pilars hastials i fonamentació

ANNEX E: Càlcul del paviment, informe geotècnic i justificació de corretges i tancaments

ANNEX F: Instal·lació solar fotovoltaica de 109,2 kWp sobre la coberta

PLÀNOLS



1. Prefaci

1.1. Origen del projecte

El fet de construir o ampliar polígons industrials exempts de cap tipus de producció energètica, avui en dia, és una via d'expansió poc intel·ligent pel que fa al desenvolupament industrial.

La utilització de grans superfícies ja ocupades per altres activitats per a la producció d'energia elèctrica, és una bona manera de contribuir a la descentralització de la producció energètica, disminuint en gran mesura les pèrdues degudes al transport i realitzant una aportació addicional in situ, a una zona on existeix una gran demanda energètica per les activitats que s'hi realitzen.

Així doncs, la producció d'energia elèctrica mitjançant tecnologia solar fotovoltaica sobre les cobertes de naus industrials o altres edificis de grans dimensions en planta, és una bona opció per començar a desenvolupar el que a dia d'avui, ja podria ser una realitat. Un model de producció energètica basat en gran mesura en energies renovables, descentralitzat i el més pròxim possible a les zones de consum més elevat.

1.2. Motivació

La legislació actual sobre la producció d'electricitat mitjançant fonts d'energia renovables és bastant favorable pel que fa a la venda de l'energia generada. Les empreses distribuïdores estan obligades a comprar tota l'energia produïda (sempre que es compleixin uns requisits de qualitat) a un preu bastant superior al que l'usuari compra l'energia convencional.

Aquest fet va provocar que una gran quantitat d'empresaris i inversors veiessin les plantes fotovoltaïques connectades a xarxa com una gran oportunitat de guanyar diners, i en els darrers anys hi ha hagut un creixement tant desproporcionat d'aquest tipus de instal·lacions, que s'ha hagut de modificar la legislació perquè la situació no feia més que agreujar el problema ja existent del dèficit tarifari (dèficit existent des de fa bastant anys degut a que a Espanya l'electricitat es paga a un preu inferior al que costa produir-la i distribuir-la).

Així, el setembre del 2008 va entrar en vigor un nou reial decret mitjançant el qual es van reduir considerablement les primes per la venda de l'electricitat produïda, de manera que el



sector està experimentant actualment un decreixement molt important, sobretot pel que fa als anomenats “horts solars”.

No s’ha d’oblidar però, que el fet que una planta fotovoltaica generi diners a llarg termini és un requisit indispensable perquè sigui viable la seva realització, però no el motiu pel qual s’han de portar a terme aquest tipus de instal·lacions.

1.3. Requeriments previs

El que s’ha de buscar abans de projectar una planta solar fotovoltaica de connexió a xarxa sobre la coberta d’una nau industrial, és la disponibilitat d’un punt de connexió a la xarxa de distribució, pròxim a la parcel·la.

Després s’ha d’estudiar l’orientació que se li pugui donar a la nau en funció de les dimensions de la parcel·la, per tal d’aprofitar al màxim l’energia solar incident, i reduir tant com es pugui l’ombrejat sobre la superfície de captació.

Si les condicions no són gens favorables i les pèrdues estimades han de ser molt grans, pot ser convenient descartar l’emplaçament.

Llavors, es requereix una base de dades fiable i actualitzada de la radiació solar incident a la zona, per tal de poder quantificar amb tanta exactitud com sigui possible la producció d’electricitat en els 25 anys de vida útil de la instal·lació, per estudiar així la rendibilitat i viabilitat del projecte.



2. Introducció

2.1. Objectius del projecte

L'objectiu principal del projecte és dissenyar i analitzar en detall l'estructura d'acer d'una nau industrial de grans dimensions, per tal d'aprofundir en els coneixements del càlcul d'estructures metàl·liques, tant pel que fa a l'anàlisi global, com al càlcul de unions.

Gran part dels resultats obtinguts manualment es comparen amb els que s'han obtingut mitjançant els programes PowerFrame (càlcul d'estructures de barres) i PowerConnect (càlcul de unions).

També s'ha estudiat la cimentació i el paviment de la nau, en aquest cas sense el suport de cap programa informàtic, millorant els coneixements fins ara adquirits sobre estructures de formigó armat.

Com a objectiu secundari, s'intenta establir un model de producció d'energia elèctrica mitjançant tecnologia solar fotovoltaica, sobre superfícies de mitjanes i grans dimensions ja ocupades per alguna altra activitat.

Això suposa una alternativa a la construcció dels anomenats "horts solars", amb els quals s'ocupen grans extensions de terreny, que en molts casos són aptes per l'agricultura, la ramaderia, o altres activitats que no han de desaparèixer per una creixent demanda energètica.

2.2. Abast del projecte

En aquest projecte es realitza el disseny i l'anàlisi de l'estructura metàl·lica d'una nau industrial amb coberta a dues aigües, amb una llum de 36 m, ubicada al polígon industrial de Son Llaüt al poble de Santa Maria del camí, Mallorca. Veure plànols 1 i 2 on es mostra l'emplaçament de la parcel·la.



L'estudi del pòrtic principal es realitza en dues dimensions, seguint principalment les directrius de la normativa europea Eurocodi-3 (EC-3) pel que fa als càlculs i comprovacions realitzades, i segons el Codi Tècnic de l'Edificació (CTE) pel que fa a la determinació de les accions exteriors¹ i combinacions d'accions.

Els resultats d'aquest anàlisi es comparen amb molt detall amb els obtinguts mitjançant un programa de càlcul anomenat PowerFrame (PF).

Les unions entre la biga i el pilar i la de la base del pilar, s'analitzen amb profunditat segons la part 1.8 de l'EC-3, per tal de verificar els resultats obtinguts amb un programa de càlcul de unions anomenat PowerConnect (PC).

També es dimensionen els pilars hastials (pilars de façana) però només mitjançant el programa PF, la unió de la base d'aquests pilars per mitjà del programa PC, i la unió de l'extrem superior dels hastials a partir de comprovacions manuals. A més, es dimensiona també el sistema d'arriostament segons els resultats d'un anàlisi en tres dimensions de tota la nau realitzat amb PF.

Per completar l'estructura, s'han dimensionat i calculat els elements de la cimentació (sabates del pòrtic principal, sabates dels pilars hastials i les rases que els uneixen) i el paviment de la nau segons la normativa EHE-08 (Instrucció de Formigó Estructural).

També s'han dimensionat les corretges de façana i de coberta mitjançant un full de càlcul de l'empresa *Metalperfil*, i s'han escollit els perfils de xapa necessaris pels tancaments de la nau mitjançant taules dels catàlegs comercials de l'empresa *Acieroid*.

Finalment i com a valor afegit del projecte, s'ha realitzat el que es podria considerar com un petit projecte apart del d'estructures, consistent en el disseny d'una instal·lació solar fotovoltaica de 109,2 kWp connectada a la xarxa de baixa tensió (BT) amb un estudi de viabilitat i rendibilitat econòmica de la inversió.

¹ Les accions sobre l'edificació s'han de determinar sempre segons la normativa pròpia de cada país, però els càlculs i comprovacions es poden realitzar segons la normativa europea.



3. Materials utilitzats

3.1. Acer

3.1.1. Estructura principal

Tota l'estructura, tant les bigues com els pilars, s'ha modelitzat mitjançant Acer S 275 JR. Les propietats del material són les següents:

- Tensió de límit elàstic $f_y = 275 N / mm^2$
- Tensió de ruptura $f_u = 430 N / mm^2$
- Mòdul d'elasticitat $E = 2,1 \cdot 10^5 N / mm^2$;
- Mòdul de rigidesa $G = 8,1 \cdot 10^4 N / mm^2$;
- Coeficient de Poisson $\nu = 0,3$;
- Densitat $\rho = 7,85 \cdot 10^3 kg / m^3$;
- Coeficient de dilatació tèrmica $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} (^\circ C)^{-1}$.

La terminologia "JR" es refereix a que l'assaig de resiliència (tenacitat a l'impacte) anomenat *Assaig Charpy*, es realitza a temperatura ambient (20°C). Es tracta de l'acer "normal", és a dir, que no s'ha de veure exposat a molt baixes temperatures.

Els pilars són perfils normalitzats HE 450 A d'acer laminat en calent.

En canvi, les bigues són armades i de secció constant, amb un cantell de 932 mm (900 mm d'ànima i 16 mm de cada ala), una amplada de 250 mm i un coll de soldadura de 5,5 mm.

3.1.2. Corretges

Les corretges són d'acer galvanitzat S280 GD laminat en fred. Les de coberta tenen una secció en forma de Z i les de façana en forma de C.



Les corretges de coberta es solapen amb les contigües (longitud de solapament: 1m) però en canvi les de façana es fan d'un sol tram ja que la geometria de la secció no en permet el solapament.

3.1.3. Tancaments

Totes les xapes que conformen els tancaments de la nau són perfils laminats en fred d'acer galvanitzat Z-275 de l'empresa *Acieroid*. La resistència dels tancaments s'ha obtingut mitjançant les taules del propi fabricant.

3.1.4. Cargols i cargols d'ancoratge

Tan els cargols utilitzats a les unions com els cargols d'ancoratge són tots de qualitat 8.8 i mètrica M22 (22 mm de diàmetre). Les seves característiques resistent són:

- $f_u = 800 \text{ N/mm}^2$;
- $f_{yk} = 640 \text{ N/mm}^2$.

Els cargols utilitzats per suportar les corretges de façana i les de coberta són de mètrica M16 (16 mm de diàmetre).

3.1.5. Cargols de la subestructura de suport de la instal·lació fotovoltaica

Tots els cargols que han d'estar exposats a la intempèrie són d'acer inoxidable., dels quals hi ha dues mètriques diferents; M8 i M10.

3.1.6. Armadures

L'acer utilitzat en les armadures passives (barres corrugades) de les sabates dels pilars hastials i les rases, és del tipus B 500 S, amb les característiques que marca la EHE-08:

- Ha de ser soldable;
- Ha de tenir un límit elàstic no menor que $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

3.1.7. Malla electrosoldada

L'acer a utilitzar per les armadures basades en malla electrosoldada (per al paviment) és del tipus B 500 T, caracteritzat per les següents propietats:

- Ha de ser soldable;



- Ha de tenir un límit elàstic no menor que $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

3.2. Formigó

El formigó a utilitzar per la fonamentació de la nau ha de complir amb les especificacions que imposa la EHE-08, però no ha de presentar característiques especials ja que el terreny al que estarà exposat no és un medi agressiu.

3.2.1. Sabates dels pòrtics principals

Les sabates dels pòrtics principals es fan de formigó en massa i per tant tindrà les següents característiques:

- Tipificació: HA-20/F/20/IIa
 - Resistència característica als 28 dies: $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$;
 - Consistència tipus F (fluïda): Assentaments límit en con d'Abrams: 9-18 cm;
 - Grandària màxima de l'àrid: 20 mm
 - Tipus d'ambient IIa: Classe normal, humitat alta. Es tracta d'elements enterrats (fonaments).

3.2.2. Sabates dels pilars hastials

En canvi, les sabates dels pilars hastials són de formigó armat, amb les següents característiques:

- Tipificació: HA-25/F/15/IIa
 - Resistència característica als 28 dies: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;
 - Consistència tipus F (fluïda): Assentaments límit en con d'Abrams: 9-18 cm;
 - Grandària màxima de l'àrid: 15 mm;
 - Tipus d'ambient IIa: Classe normal, humitat alta. Es tracta d'elements enterrats (fonaments).



3.2.3. Paviment

El paviment es realitza amb el mateix formigó que el de les sabates dels pilars hastials i per tant les característiques són les indicades a l'apartat anterior.

3.3. Morter

Totes les unions de base de pilar són amb placa base, disposant una capa de morter entre aquesta i el formigó de la sabata. Les característiques del morter són les següents:

- Resistència característica: $f_{cg} = 70 \text{ N/mm}^2$;
- Morter autonivellant i sense retracció BETEC-140-E;
- Grandària d'àrid: 0-4 mm.

3.4. Alumini

Els perfils de la subestructura de suport dels panells fotovoltaics són d'alumini T5 (estat T5: tractament tèrmic), amb les següents propietats resistents:

- Límit elàstic: $f_{yk} = 170 \text{ N/mm}^2$;
- Tensió de ruptura: $f_u = 220 \text{ N/mm}^2$.



4. Modelització de l'estructura amb PowerFrame

L'estructura s'ha modelitzat com una estructura de barres, definint els tipus de unions i introduint les condicions d'enllaç i restriccions necessàries perquè el model sigui equivalent a l'estructura en tres dimensions (veure apartat 2.1 de l'Annex A).

Les bases dels pilars s'han modelitzat com una articulació, i les unions entre biga i pilar i entre bigues, com a nusos rígids o encastaments.

4.1. Longituds de vinclament

Les longituds de vinclament són un dels paràmetres més importants en el dimensionament dels elements estructurals, i més en una edificació d'aquestes característiques, ja que els resultats de l'anàlisi poden variar molt en funció dels valors que es considerin.

4.1.1. Longituds de vinclament en els plans X-Y i X-Z

Per això s'ha realitzat un estudi bastant acurat mitjançant el programa d'elements finits Ansys 10.0 per obtenir les longituds de vinclament tant de bigues com de pilars, que en el cas dels pilars, també s'ha comparat amb els resultats obtinguts manualment a partir dels Diagrames de Wood (veure apartat 2.3 de l'Annex A).

El que s'ha fet mitjançant el programa Ansys és determinar el valor de α_{cr} per al primer i segon modes de vinclament, obtenint les respectives longituds de vinclament mitjançant les expressions que es mostren a continuació:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \Rightarrow F_{cr,i} = \alpha_{cr,i} \cdot F_{Ed} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

On:

- α_{cr} : coeficient pel qual és necessari multiplicar les càrregues de càlcul per provocar la inestabilitat elàstica del mode de vinclament global de l'estructura;
- $F_{Ed,i}$: càrrega de càlcul actuant sobre l'estructura, en la hipòtesi de càrrega considerada;



- F_{cr} : càrrega crítica de inestabilitat elàstica per al vinclament de l'estructura segons un mode global, calculada amb les rigideses elàstiques inicials, per a la hipòtesi de càrrega considerada;
- i : indicador del mode de vinclament considerat.

Amb el valor de $F_{cr} \equiv N_{cr}$ obtingut, la longitud de vinclament es calcula mitjançant l'expressió següent:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} \Rightarrow L_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{N_{cr,i}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{\alpha_{cr,i} \cdot N_{Ed}}} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

On:

- N_{cr} : esforç normal que provoca el vinclament de l'element considerat;
- E : mòdul d'elasticitat de l'element considerat;
- I : moment d'inèrcia de l'element considerat;
- L_{cr} : longitud que provoca el vinclament de l'element considerat.

Aquest procés s'ha de realitzar dues vegades. Una pels pilars, a partir del valor de $\alpha_{cr,1}$ corresponent al primer mode de vinclament, i una altra per les bigues, amb el valor de $\alpha_{cr,2}$ corresponent al segon mode de vinclament.

A continuació es mostren els resultats obtinguts amb el programa Ansys:



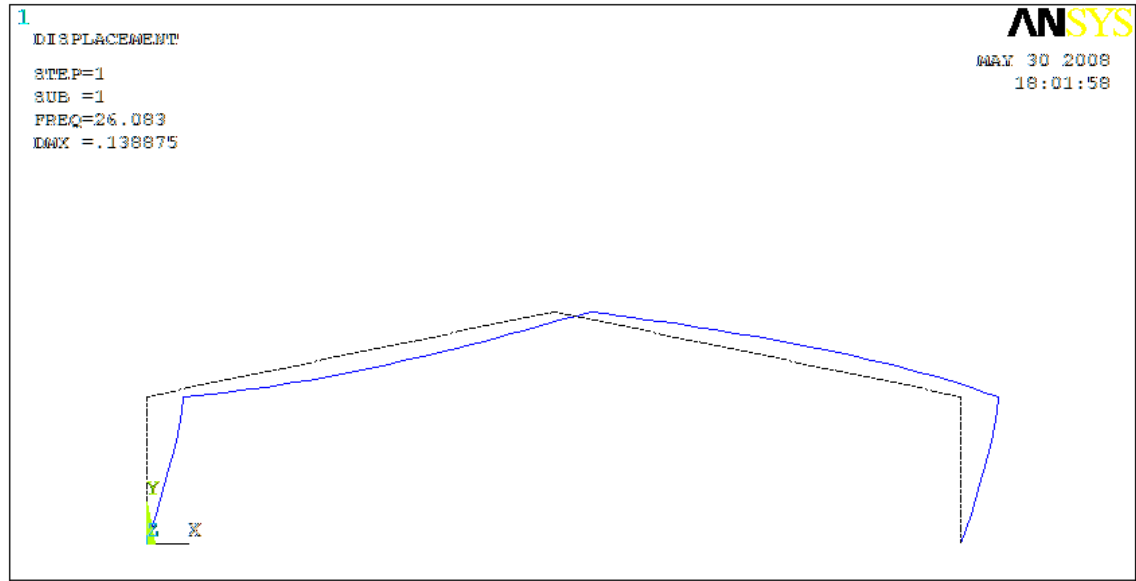


Fig. 4.1 Deformada del primer mode de vinclament. $\alpha_{cr,1} = 26,083$ (Font: Ansys)

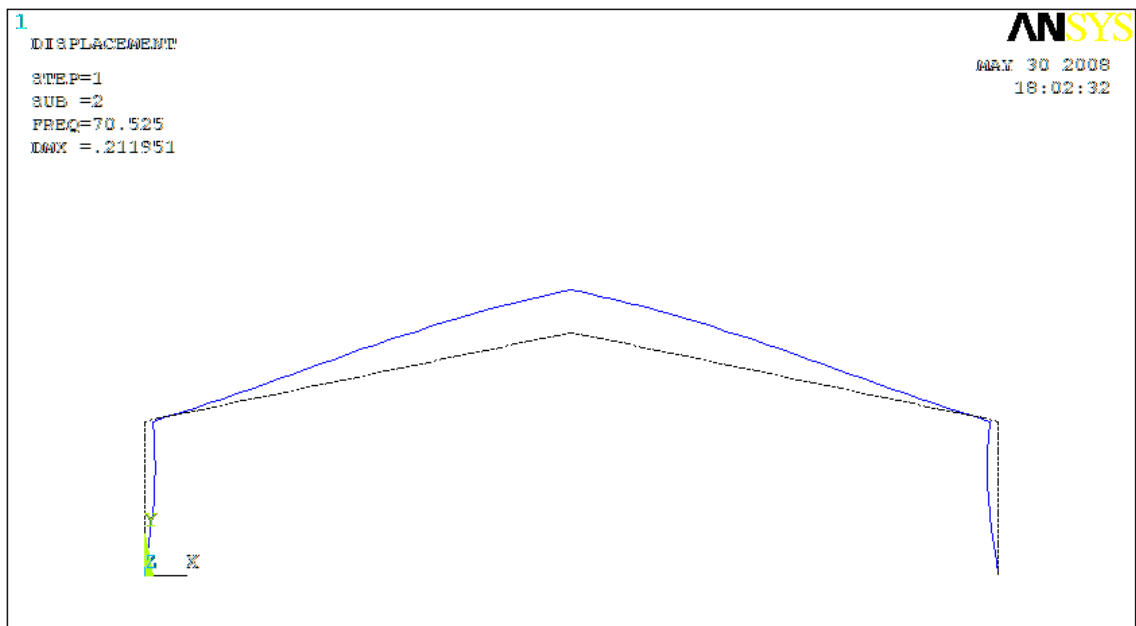


Fig. 4.2 Deformada del segon mode de vinclament. $\alpha_{cr,2} = 70,525$ (Font: Ansys)

Aquestes longituds són les corresponents al pla del pòrtic ($L_{cr,y}$). Les del pla perpendicular al pòrtic ($L_{cr,z}$) són bastant més fàcils de determinar, i a més no s'ha fet amb tanta exactitud (a favor de la seguretat).



Si no hi hagués sistema d'arriostrament, les longituds de vinclament $L_{cr,z}$ serien iguals a la longitud física de la biga o del pilar. No obstant, com que sí que n'hi ha, les longituds queden reduïdes a la distància entre els punts fixos (marcats pel sistema d'arriostrament), de manera que són iguals a la longitud física de cada barra que configura l'element. En el cas de les bigues, s'ha de tenir en compte que no totes les barres tenen la mateixa longitud.

Les longituds de vinclament considerades per les bigues i els pilars del pòrtic principal es recullen a la següent taula:

	$L_{cr,y}$ (mm)	$L_{cr,z}$ (mm)
Bigues	21822	3067 i 6134
Pilars	17117	3250

Taula 4.1 Longituds de vinclament (mm) de bigues i pilars

4.1.2. Longituds de bolcada lateral

Les longituds de bolcada lateral en el cas en estudi són encara més importants que les de vinclament, ja que la bolcada és el fenomen de inestabilitat que determina el dimensionament de bigues i pilars.

En el cas de les bigues, com que s'han modelitzat per mitjà de cinc barres diferents i degut a les limitacions en el procés de càlcul que realitza el programa PF, s'ha pres una longitud de bolcada lateral $L_{cr,LT}$ diferent per cada una d'elles (veure apartat 3.4.3 de l'Annex B).

Els seus valors es recullen a la taula següent (la numeració de les barres va des de la barra que toca el pilar, 1, fins a la del punt més alt de la nau, 4):

Nº de barra	1	2	3	3'	4
$L_{cr,LT}$ (mm)	2592	3935	2885	3037	2951

Taula 4.2 Longituds de bolcada lateral $L_{cr,LT}$ de les bigues



En el cas del pilars, l'estudi realitzat és molt diferent ja que no hi ha tornapunts restringint l'ànima interior del perfil i per tant la longitud de bolcada lateral no és fàcil de determinar.

S'ha fet un estudi amb un programa anomenat LTBeam (veure apartat 3.4.4 de l'Annex B), mitjançant el qual es té en compte la coacció al desplaçament del cordó interior que suposa la influència de la corretja que fixa el cordó exterior.

Els resultats obtinguts han permès determinar quina és la hipòtesi de càlcul (en referència a la longitud de bolcada lateral a considerar) més favorable, però sempre pel cantó de la seguretat.

El moment crític a bolcada lateral obtingut amb LTBeam és $M_{cr} = 4583,4$ kN·m, superior al que dóna el programa PF (segons la hipòtesi de càlcul considerada) que és $M_{cr} = 4334,1$ kN·m. La deformada que genera el programa LTBeam es mostra a continuació:

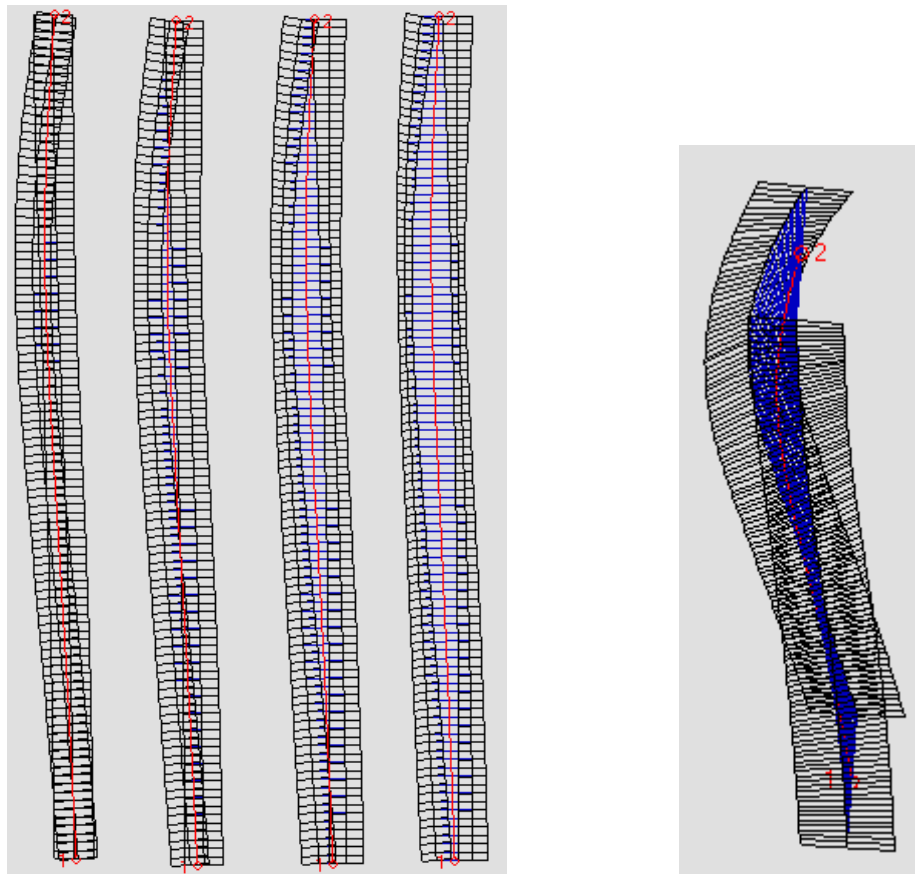


Fig. 4.3 Deformada del pilar corresponent a l'aplicació del moment crític a bolcada lateral a l'extrem superior. Pilar en vertical rotant en sentit horari sobre el seu eix (esquerra), i pilar en una posició més horitzontal (dreta) (Font: LTBeam)



5. Accions

El càlcul dels valor de les accions utilitzades per dimensionar l'estructura s'han justificat extensivament a l'Annex A, i s'han obtingut segons les indicacions del CTE, DB-SE-AE.

5.1. Accions permanents

5.1.1. Pes propi

La càrrega deguda al pes propi de l'estructura ha estat generada automàticament pel programa PowerFrame (PF). Els valors (en kN) són els que es mostren a la següent figura:

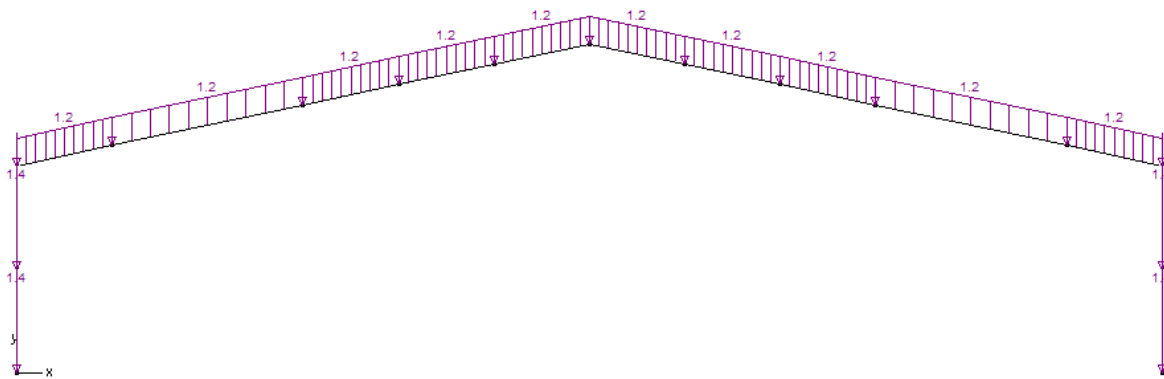


Fig. 5.1 Càrrega del pes propi (kN/m) generada per PowerFrame (Font: PowerFrame)

5.1.2. Càrrega permanent

Per obtenir la càrrega permanent s'ha considerat el pes de la instal·lació fotovoltaica, les corretges i la coberta deck. La suma de tots ells dona el següent valor:

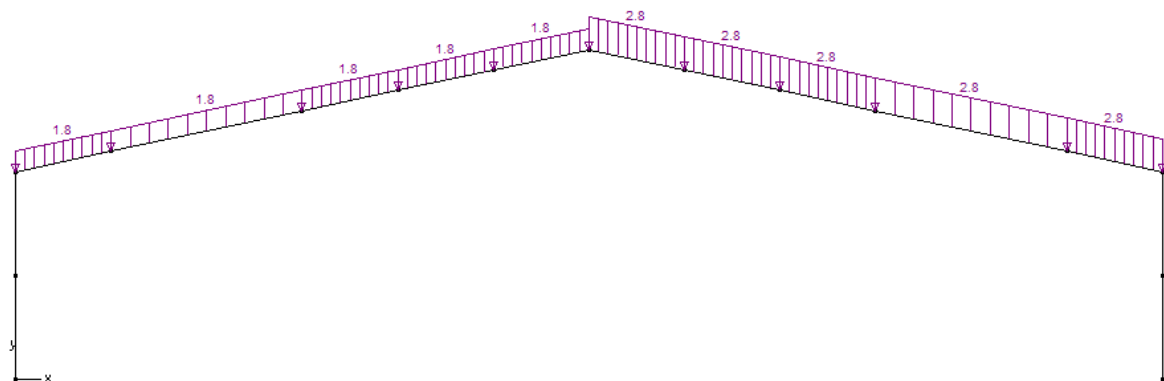


Fig. 5.2 Càrrega permanent (kN/m) introduïda al PF (Font: PowerFrame)



Com es pot observar a la figura anterior, la vessant de la dreta de la coberta està sotmesa a una càrrega permanent superior que l'esquerra degut a la instal·lació fotovoltaica.

5.2. Accions variables

5.2.1. Sobrecàrrega d'ús

La sobrecàrrega d'ús és la que correspon a la categoria d'ús G "cobertes accessibles únicament per conservació" i subcategoria G1 "cobertes lleugeres sobre corretges (sense forjat)". El seu valor (en kN) es mostra a continuació:

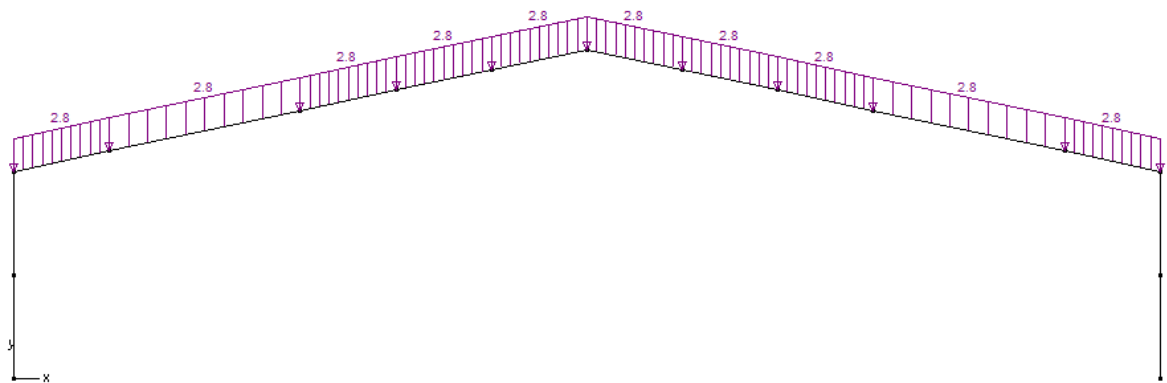


Fig. 5.3 Sobrecàrrega d'ús (kN/m) introduïda al PF (Font: PowerFrame)

5.2.2. Neu

El valor de la càrrega generada per l'acumulació de neu, considerant una altura inferior als 200 m dins la zona de clima hivernal 5, es mostra a continuació:

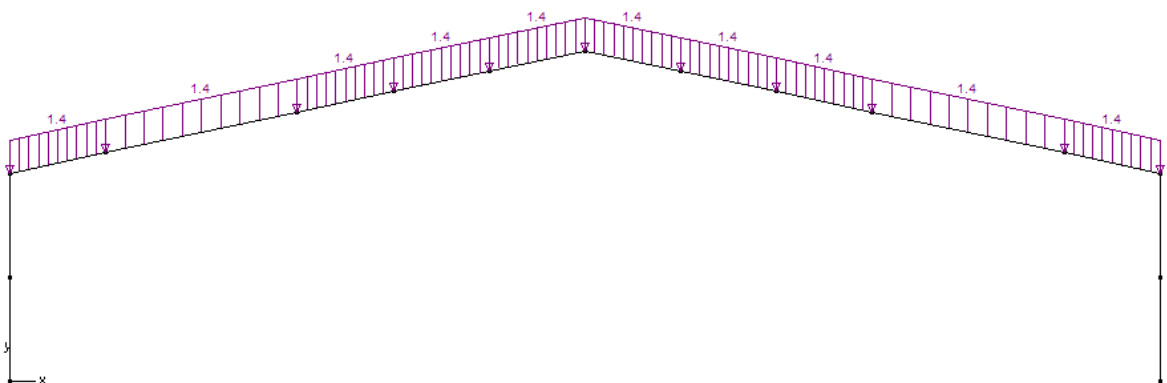


Fig. 5.4 Càrrega de neu (kN/m) introduïda al PF (Font: PowerFrame)



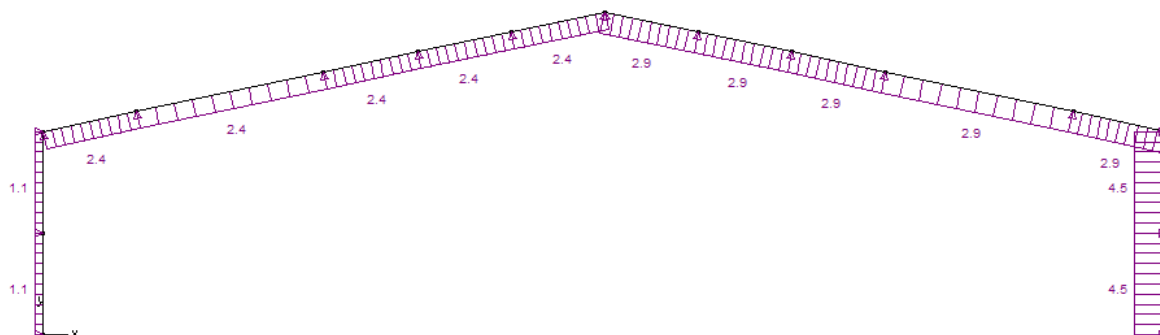
Vent Transversal 2:

Fig. 5.7 Càrrega de Vent Tr. 2 (kN/m) generada mitjançant PF (Font: PowerFrame)

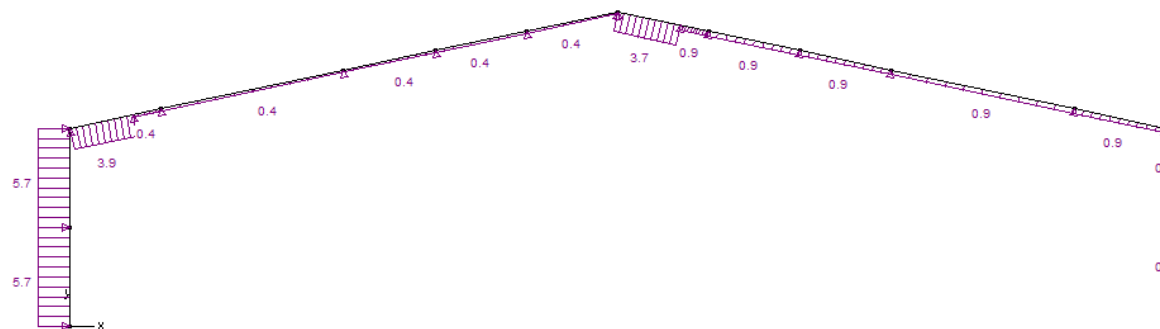
Vent Transversal 3:

Fig. 5.8 Càrrega de Vent Tr. 3 (kN/m) generada mitjançant PF (Font: PowerFrame)

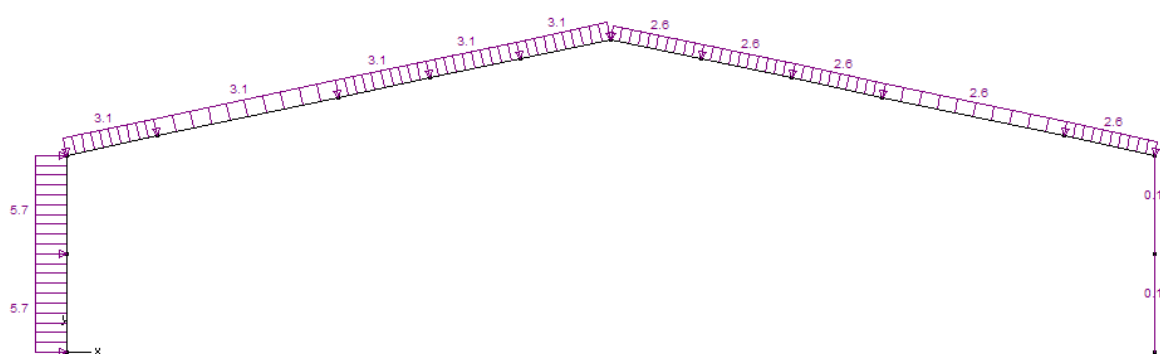
Vent Transversal 4:

Fig. 5.9 Càrrega de Vent Tr. 4 (kN/m) generada mitjançant PF (Font: PowerFrame)



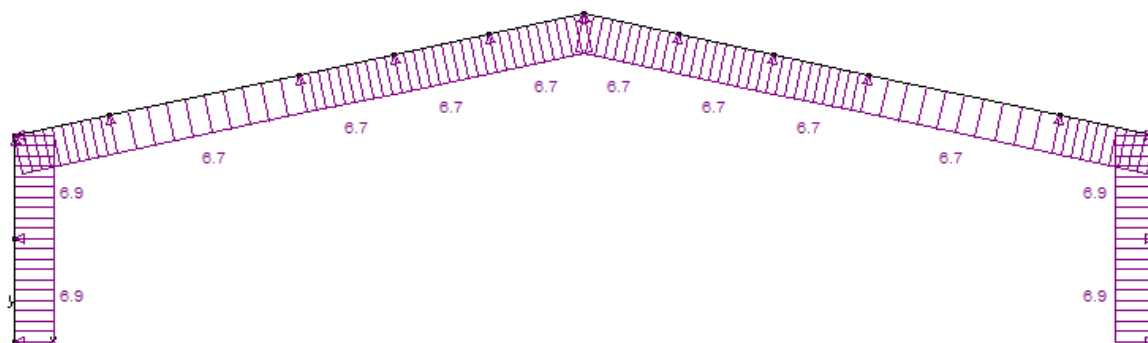
Vent Longitudinal 1:

Fig. 5.12 Càrrega de Vent Lg. 1 (kN/m) introduïda al PF (Font: PowerFrame)

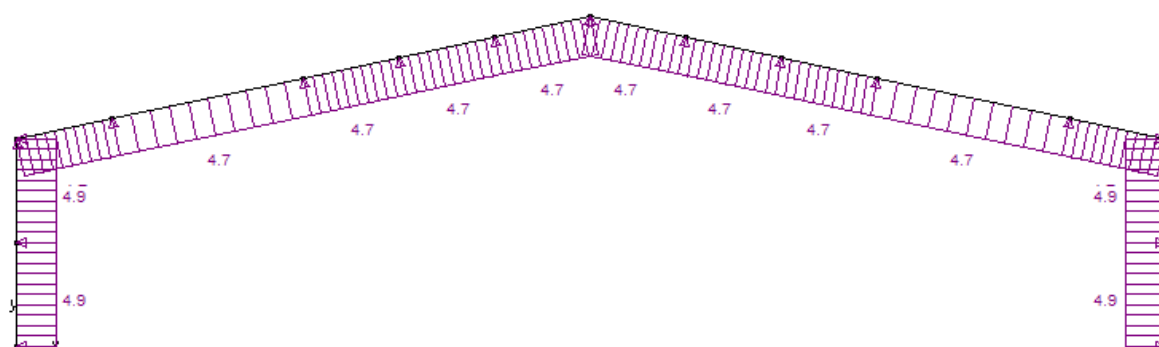
Vent Longitudinal 2:

Fig. 5.13 Càrrega de Vent Lg. 2 (kN/m) introduïda al PF (Font: PowerFrame)

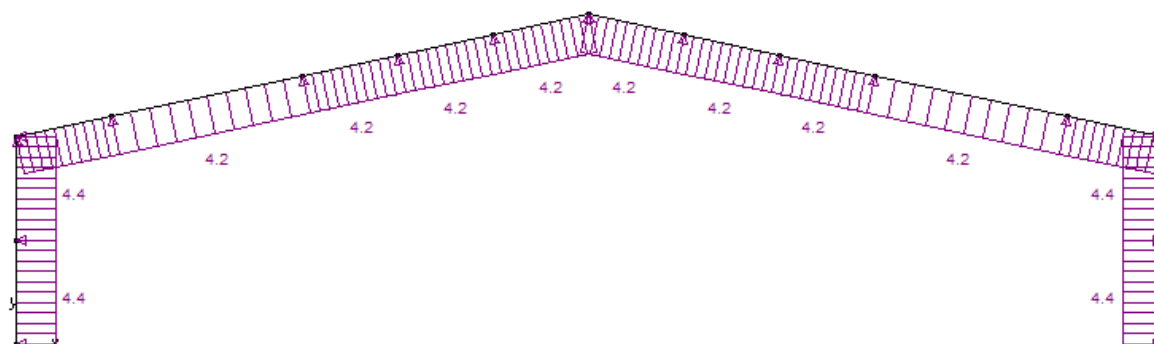
Vent Longitudinal 3:

Fig. 5.14 Càrrega de Vent Lg. 3 (kN/m) introduïda al PF (Font: PowerFrame)



5.3. Accions accidentals

5.3.1. Sisme

No s'ha considerat l'acció del sisme ja que a Mallorca hi ha molt poca activitat sísmica.

5.3.2. Incendi

Tampoc s'ha considerat l'acció del foc ja que l'ús de l'edifici no està definit i per tant no es pot establir el temps necessari per evacuar l'edifici.

5.3.3. Impacte

Aquest tipus d'acció no s'ha tingut en compte.



6. Verificacions basades en coeficient parcials

Les verificacions que s'han de realitzar per comprovar la capacitat portant (comprovacions en Estat Límit Últim, ELU) i l'aptitud al servei (comprovacions en Estat Límit de Servei, ELS) d'una estructura, es basen en la comparació de l'efecte de les accions amb la capacitat resistent de l'element estructural estudiat.

Per això, s'han de determinar prèviament els valors de les accions, multiplicant els seus valors característics per uns coeficients de seguretat. De la mateixa manera, per obtenir la resistència dels elements estructurals, s'han de dividir les seves resistències característiques per uns altres coeficients parcials de seguretat (veure apartat 4.1 de l'Annex A).

6.1. Capacitat portant

El que s'explica a continuació fa referència a les comprovacions i verificacions en Estat Límit Últim (ELU). Les combinacions estudiades s'han generat automàticament mitjançant el programa PowerFrame.

6.1.1. Combinació d'accions

El valor de càlcul dels efectes de les accions corresponent a una situació persistent o transitòria, es determina mitjançant combinacions d'accions a partir de l'expressió:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 6.1})$$

És a dir, considerant l'acció simultània de:

- Totes les accions permanents, en valor de càlcul $(\gamma_G \cdot G_k)$, inclòs el pretensat $(\gamma_P \cdot P)$;
- Una acció variable qualsevol, en valor de càlcul $(\gamma_Q \cdot Q_k)$, havent d'adoptar-se com a tal una darrera l'altra successivament en diferents anàlisis;
- La resta d'accions variables, en valor de càlcul de combinació $(\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k)$.



Les combinacions d'accions corresponents a una situació extraordinària no s'han tingut en compte perquè no s'han considerat accions accidentals (sisme, incendi o impacte).

Els valor dels coeficients parcials de seguretat i simultaneïtat es poden consultar a les taules 4.1 i 4.2 de l'apartat 4.1.3 de l'Annex A. Els coeficient parcials de seguretat per resistència es mostren a continuació.

6.1.2. Coeficients parcials de seguretat per resistència

S'han considerat els coeficients que dona l'Eurocodi 3 (EC-3), i no els del CTE ja que són menys restrictius. Els valors utilitzats són els següents:

- $\gamma_{M0} = 1,0$: coeficient parcial de seguretat relatiu a la plastificació del material;
- $\gamma_{M1} = 1,0$: coeficient parcial de seguretat relatiu als fenòmens de inestabilitat;
- $\gamma_{M2} = 1,25$: coeficient parcial de seguretat relatiu a la resistència última del material o secció, i a la resistència dels mitjans de unió.

6.2. Aptitud al servei

El que s'explica a continuació fa referència a les comprovacions i verificacions en Estat Límit de Servei (ELS). Les combinacions estudiades s'han generat automàticament mitjançant el programa PowerFrame.

6.2.1. Combinació d'accions

Els efectes deguts a les accions de curta duració que puguin ser irreversibles, es determinen mitjançant combinacions d'accions, del tipus denominat característica, a partir de l'expressió:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 6.2})$$

És a dir, considerant l'acció simultània de:

- Totes les accions permanents, en valor característic (G_k);
- Una acció variable qualsevol, en valor característic (Q_k), havent d'adoptar-se com a tal una darrera l'altra successivament en diferents anàlisis;



- La resta d'accions variables, en valor de combinació ($\psi_0 \cdot Q_k$).

6.2.2. Fletxes

El desplaçament vertical (o fletxa) màxim que es pot acceptar en aquesta estructura és:

$$f_{\max} < \frac{L}{300} \quad (\text{Eq. 6.3})$$

On:

- f_{\max} : fletxa màxima;
- L : llum del pòrtic.

El ventall de desplaçaments verticals corresponents a les combinacions en ELS obtingut mitjançant el programa PF es mostra a continuació:

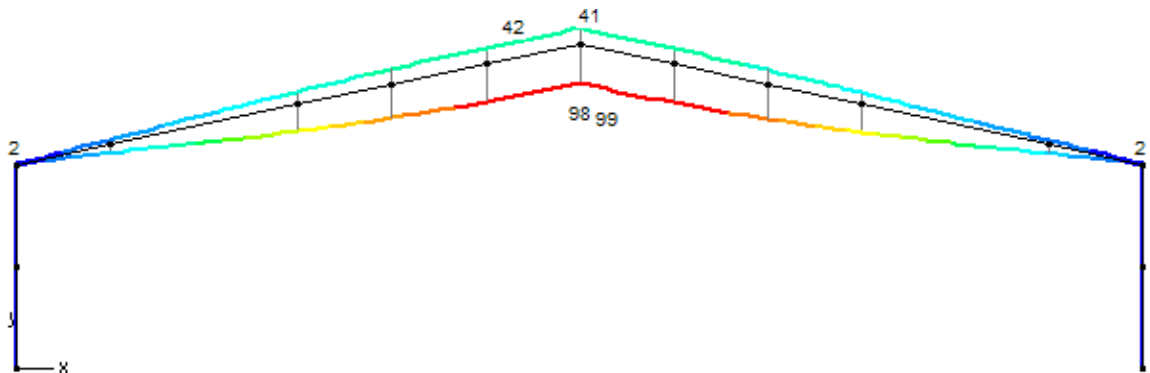


Fig. 6.1 Ventall de desplaçaments verticals (mm) per les combinacions en ELS (Font: PowerFrame)

Avaluant l'Eq. 6.3 es comprova que no es sobrepassa la fletxa màxima:

$$f_{\max} = 99\text{mm} < \frac{L}{300} = \frac{36000}{300} = 120\text{mm}$$

6.2.3. Desplaçaments horitzontals

El desplaçament horitzontal màxim permès per una estructura d'aquest tipus, segons el CTE (que contempla més edificació en general que no pas naus industrials), és de $L/250$.



No obstant, s'ha seguit una recomanació que fa *Accessteel* a [12] basant-se en la normativa Britànica, segons la qual en una nau industrial amb les característiques de la que s'estudia, es pot considerar un desplaçament màxim de:

$$\delta_{m\grave{a}x} < \frac{h}{150} \quad (\text{Eq. 6.4})$$

On:

- $\delta_{m\grave{a}x}$: desplaçament horitzontal màxim;
- h : altura del pilar.

Aquesta és la restricció que s'ha considerat per evitar així sobredimensionar l'estructura per complir amb les exigències dels desplaçaments horitzontals màxims.

El ventall de desplaçaments horitzontals corresponents a les combinacions en ELS obtingut mitjançant el programa PF es mostra a continuació:

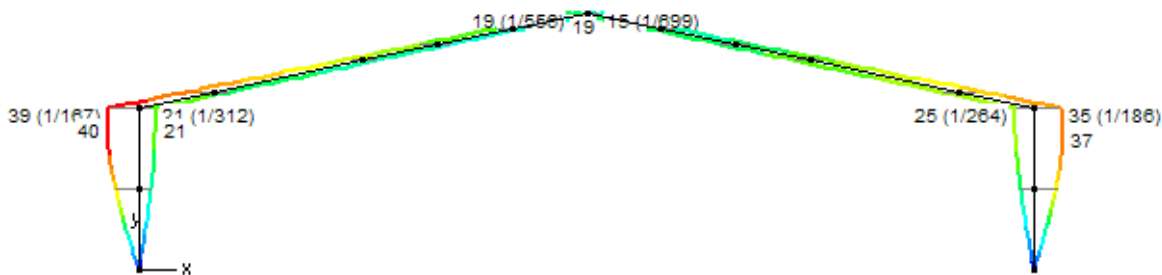


Fig. 6.2 Ventall de desplaçaments horitzontals (mm) per les combinacions en ELS (Font: *PowerFrame*)

Avaluant l'Eq. 6.4 es comprova que no es sobrepassa el desplaçament horitzontal màxim:

$$\delta_{m\grave{a}x} = 40\text{mm} < \frac{h}{150} = \frac{6500}{150} = 43,33\text{mm}$$



7. Anàlisi estructural

7.1. Models per a les unions

En general, no cal tenir en compte els efectes del comportament de les unions sobre la distribució d'esforços i moments en una estructura, així com sobre les deformacions globals de la mateixa. No obstant, sí que s'han de considerar quan aquests efectes siguin significatius (per exemple, en el cas d'unions semi-rígides).

Les unions poden ser articulades (unió simple), encastades (unió rígida) o semi-rígides (unió semirígida). En el cas en estudi, es tenen articulacions i unions rígides, però com que el programa PF permet considerar l'efecte de les unions sobre l'estructura proporcionant resultats més precisos, sí que s'han tingut en compte la rigidesa de les unions.

7.2. Anàlisi global

L'anàlisi global de l'estructura es pot realitzar en primer ordre, utilitzant la geometria inicial de l'estructura, o en segon ordre, considerant la influència de la deformació de l'estructura en les sol·licitacions de la mateixa.

Els efectes de segon ordre s'han de tenir en compte quan augmenten els efectes de les accions o modifiquen la resposta estructural global de manera significativa.

En el cas d'un anàlisi global elàstic, no cal realitzar un estudi en segon ordre si es compleix la següent desigualtat:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (\text{Eq. 7.1})$$

On:

- α_{cr} : coeficient pel qual és necessari multiplicar les càrregues de càlcul per provocar la inestabilitat elàstica del mode de vinclament global de l'estructura;
- F_{Ed} : càrrega de càlcul actuant sobre l'estructura, en la hipòtesi de càrrega considerada;



- F_{cr} : càrrega crítica de inestabilitat elàstica per al vinclament de l'estructura segons un mode global, calculada amb les rigideses elàstiques inicials, per a la hipòtesi de càrrega considerada;

Com es pot veure a la figura 4.1, s'ha obtingut un valor amb el programa Ansys de $\alpha_{cr} = 26,083 > 10$, i per tant les comprovacions de resistència i vinclament pertinents s'han realitzat segons els resultats d'un **anàlisi en primer ordre**, i com s'ha dit anteriorment, considerant la influència de la rigidesa de les unions sobre el comportament de l'estructura.

No obstant, per veure les diferències que hi ha entre els resultats dels diferents anàlisis que es poden realitzar, s'han realitzat quatre tipus d'anàlisis diferents (veure apartat 8.2.3).

7.3. Imperfeccions

Amb el tipus d'anàlisi que s'ha realitzat, és suficient considerar una imperfecció global de verticalitat que respon a la següent expressió:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (\text{Eq. 7.2})$$

On:

- ϕ_0 : valor base de la imperfecció: $\phi_0 = \frac{1}{200}$;
- α_h : coeficient reductor per l'altura h (en metres) de l'estructura: $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$;
- α_m : coeficient reductor per el número d'alineacions m , d'elements comprimits (pilars) en el pla de vinclament considerat:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)};$$

- m : número d'elements sol·licitats a compressió (en aquest cas).



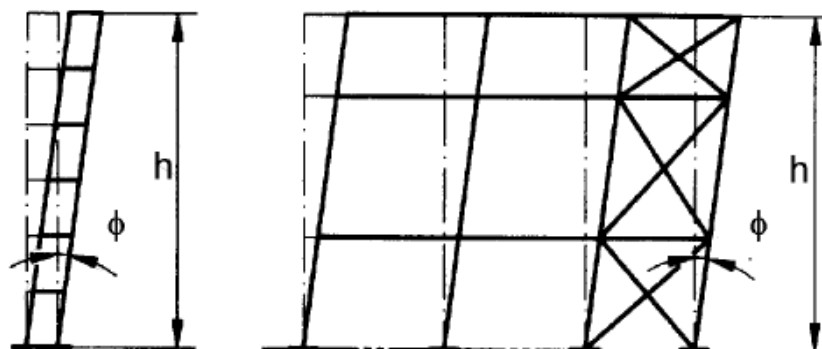


Fig. 7.1 Imperfecció equivalent de verticalitat (Font: [7] p. 38)

Avaluant l'Eq. 7.2 s'obté el resultat que utilitza PowerFrame a l'anàlisi realitzat:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,62 \cdot 0,866 = 2,68 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$



8. Resultats de l'anàlisi amb PowerFrame

Els perfils obtinguts pels elements estructurals principals són els següents (pilar laminat en calent i biga armada):

	h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	A (mm ²)	f_y (N/mm ²)
HEA 450	440	300	21	11,5	27	17800	275
Biga	932	250	16	8	5,5	15226	275

Taula 8.1 Dimensions dels perfils del pòrtic principal

L'aspecte del pòrtic principal és el que es mostra a continuació:

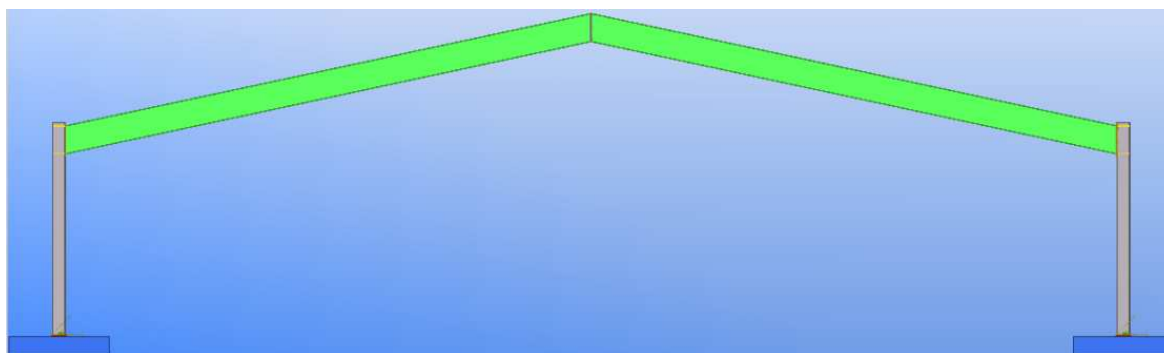


Fig. 8.1 Pòrtic principal (Font: Tekla)

Els resultats de l'anàlisi amb PowerFrame es poden consultar a l'apartat 6 de l'Annex A, però a continuació se'n mostra un resum.

8.1. Diagrames

A continuació es mostren els diagrames que engloben els pitjors resultats de totes les combinacions.



8.1.1. Moments flectors

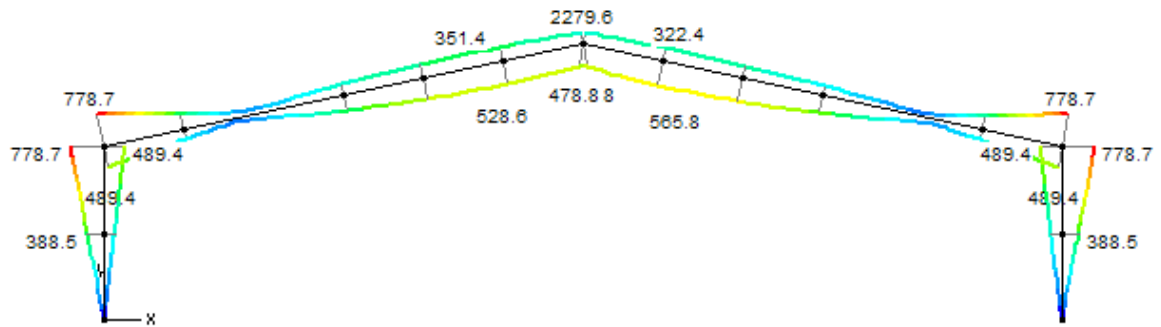


Fig. 8.2 Ventall de moments flectors (kN·m) (Font: PowerFrame)

Els moments màxims (i les combinacions d'accions a les que pertanyen), provocats per esforços de pressió i succió respectivament, són:

- $M_{Ed} = 778,7 \text{ kN·m}$ (ELU CF 322);
- $M_{Ed} = 489,4 \text{ kN·m}$ (ELU CF 495).

8.1.2. Esforços normals

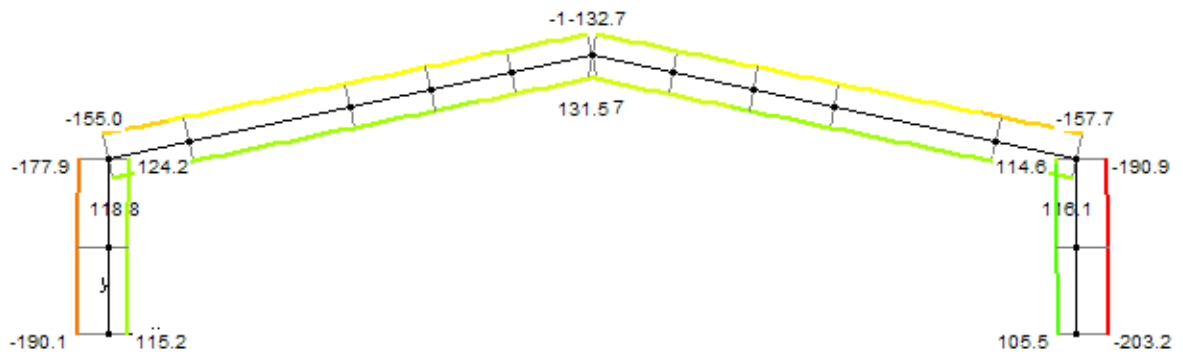


Fig. 8.3 Ventall d'esforços normals (kN). Signe negatiu per compressions i positiu per traccions (Font: PowerFrame)

Els esforços màxims de compressió i les respectives combinacions d'accions són:

- Pilars: $N_{Ed} = 203,2 \text{ kN}$ (ELU CF 322);
- Bigues: $N_{Ed} = 157,7 \text{ kN}$ (ELU CF 7).



Els esforços màxims de tracció i les respectives combinacions d'accions són:

- Pilars: $N_{Ed} = 124,2$ kN (ELU CF 486);
- Bigues: $N_{Ed} = 131,5$ kN (ELU CF 492).

8.1.3. Esforços tallants

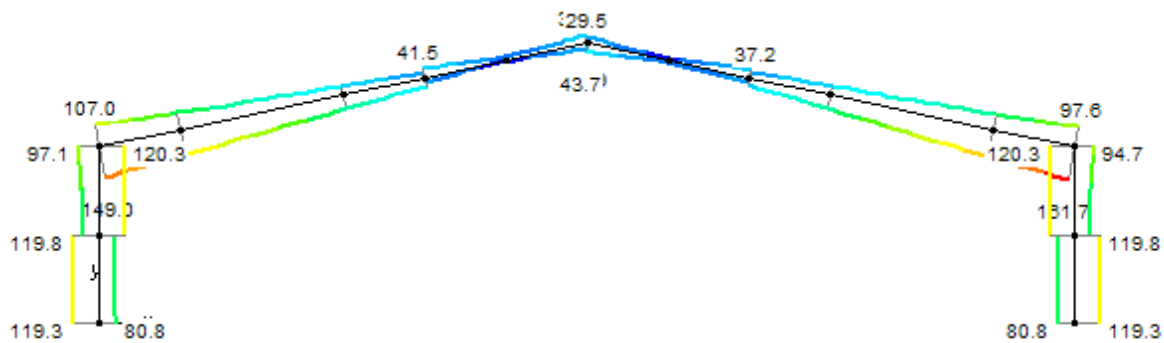


Fig. 8.4 Ventall d'esforços tallants (kN) (Font: PowerFrame)

Els esforços tallants màxims i les respectives combinacions d'accions són:

- Pilars: $V_{Ed} = 120,3$ kN (ELU CF 322);
- Bigues: $V_{Ed} = 161,7$ kN (ELU CF 322);

8.1.4. Resistència de les seccions

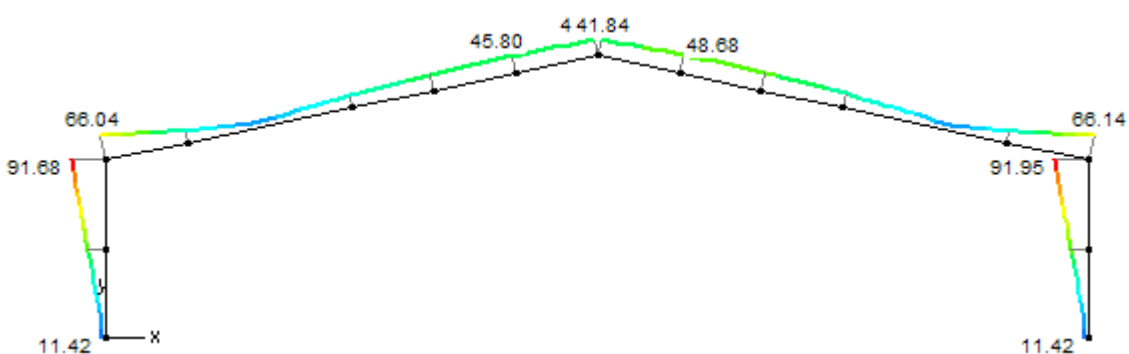


Fig. 8.5 Diagrama de la resistència de les seccions (%) (Font: PowerFrame)



L'element sol·licitat a una combinació més desfavorable, pel que fa a comprovacions de resistència, és el pilar de la dreta amb un esgotament del 91,95 %.

8.1.5. Resistència al vinclament

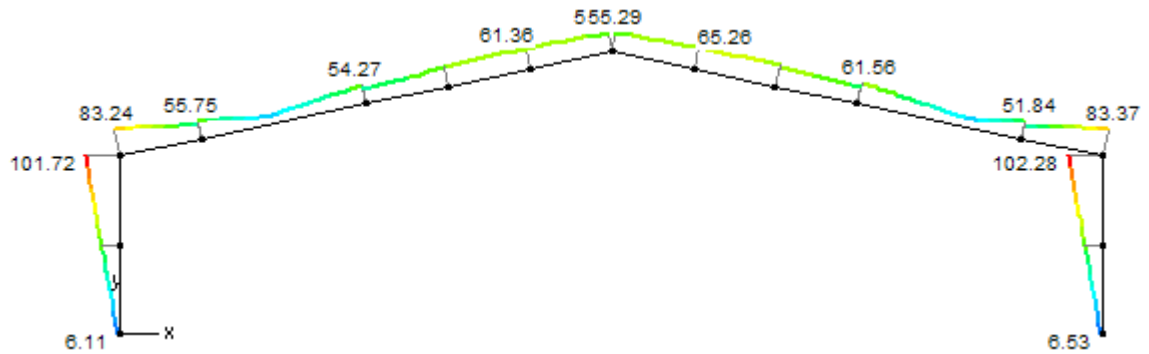


Fig. 8.6 Diagrama de la resistència al vinclament (%) (Font: PowerFrame)

L'element sol·licitat a una combinació més desfavorable, pel que fa a comprovacions de vinclament, és el pilar de la dreta amb un esgotament del 102,28 %.

En principi, segons aquest resultat, el dimensionament del pilar no hauria de ser vàlid, però realitzant les mateixes comprovacions manualment, es demostra que el percentatge, encara que molt pròxim, està per sota del 100 % (veure apartat 3.5.1 de l'Annex B).

8.2. Resultats numèrics

Apart dels diagrames del percentatge d'esgotament de resistència i vinclament, el programa PF també dona els següents resultats:



8.2.1. Resistència de les seccions

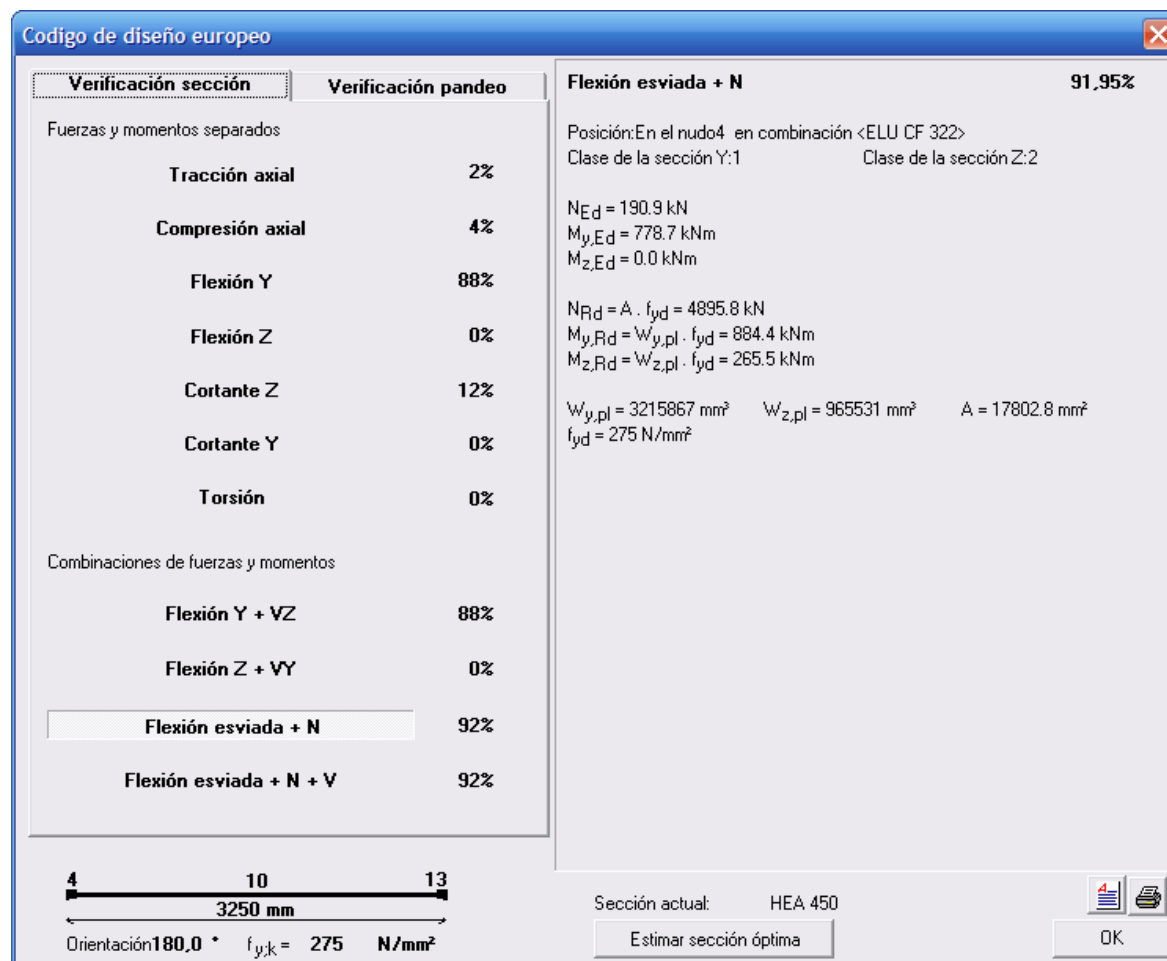


Fig. 8.7 Quadre resum dels resultats de les comprovacions de resistència de les seccions pel pilar de la dreta (part superior), realitzat per PowerFrame (Font: PowerFrame)

A la part de la dreta de la figura 8.7 es pot veure la combinació de la qual s'han utilitzat les accions per realitzar la comprovació de "Flexió esbiaixada+N", així com també els valors de resistència calculats (i altres paràmetres que s'utilitzen en el càlcul).

Els resultats obtinguts manualment difereixen una mica amb els de PF degut a que el valor de les accions que considera el programa és el de la barra superior, i les accions considerades a les comprovacions manuals són les més desfavorables de les barres superior i inferior. Això s'ha fet així perquè no està molt clar si el programa calcula del tot bé els esforços quan els elements es modelitzen mitjançant més d'una barra.



8.2.2. Resistència al vinclament

Código de diseño europeo

Verificación sección

$I_{y;buc} = 17117$ mm
 $I_{z;buc} = 3250$ mm
 $I_{LT}(z'>0) = 3250$ mm
 $I_{LT}(z'<0) = 3250$ mm
 $I_{TB} = 6500$ mm

☒ Puntos extremos libres al alabeo ($k_w = 1$)
☒ Puntos extremos articulados para rotación en el eje

Recalcular riesgo de pandeo

Verificación pandeo

Pandeo Y 6%
Pandeo Z 5%
Estabilidad al pandeo torsional 5%
Resistencia al pandeo lateral 94%
Pandeo Y (M + N) 102%
Pandeo Z (M + N) 56%

Estabilidad al pandeo alrededor del eje fuerte - My, Mz, 1102,28%

Posición: En el nudo 4 en combinación <ELU CF 322>
Clase de la sección Y: 1 Clase de la sección Z: 2

$N_{Ed} = 190.9$ kN
 $M_{y,Ed} = 778.7$ kNm
 $M_{z,Ed} = 0.0$ kNm

$N_{c,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_{yd} = 3113.7$ kN
 $M_{y,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_{yd} = 830.1$ kNm
 $M_{z,Rd} = W_{z,pl} \cdot f_{yd} = 265.5$ kNm

$W_{y,pl} = 3215867$ mm³ $W_{z,pl} = 965531$ mm³ $A = 17802.8$ mm²
 $\chi_y = 0.64$ $\chi_{LT} = 0.94$ $f_{yd} = 275$ N/mm²
 $k_{yy} = 1.02$ $k_{yz} = 0.69$

$C_{my} = 0.99$ $C_{mz} = 1.00$ $C_{mLT} = 1.00$
 $C_{my,0} = 0.96$ $C_{mz,0} = 1.00$ $\mu_y = 0.98$
 $C_{yy} = 1.00$ $C_{yz} = 1.00$

$a_{LT} = 1.00$ $e_y = 25.07$ $\eta_{pl} = 0.04$
 $\lambda_{rel,0} = 0.45$ $\lambda_{rel,0,lim} = 0.20$

4 10 13
3250 mm
Orientación 180.0 ° $f_{y,k} = 275$ N/mm²

Sección actual: HEA 450

Estimar sección óptima

OK

Fig. 8.8 Quadre resum dels resultats de les comprovacions de vinclament pel pilar de la dreta (part superior), realitzat per PowerFrame (Font: PowerFrame)

De la mateixa manera que amb les verificacions de resistència de la secció, a la part de la dreta de la figura 8.8 hi ha els valors resistents calculats per la comprovació “vinclament (M+N)” i els paràmetres que intervenen en el càlcul.

La diferència de resultats que s’ha comentat anteriorment (d’estar per sobre o per sota del 100 % d’esgotament) és deguda a que PF arrodoneix determinats paràmetres durant els càlculs, amb valors pròxims a la unitat, però que precisament perden el seu significat si no es prenen suficients xifres significatives.



8.2.3. Resultats dels diferents anàlisis realitzat amb PowerFrame

Per veure com de diferents són els resultats en funció del tipus d'anàlisi realitzat, s'han portat a terme els següents anàlisis mitjançant PF:

- Anàlisi global en primer ordre, considerant la rigidesa de les unions (aquest és el que s'ha considerat en el projecte);
- Anàlisi global en primer ordre, però considerant la classificació de les unions enlloc de la seva rigidesa. És a dir, considerant només si les unions són un nus rígid o una articulació;
- Anàlisi global en segon ordre, considerant la rigidesa de les unions;
- Anàlisi global en segon ordre, considerant la classificació de les unions.

Entre un anàlisi en primer o en segon ordre hi ha certes diferències (veure apartat 5.3 de l'Annex A), però en el cas que s'estudia només s'han modificat les longituds de vinclament en el pla del pòrtic. Enlloc de considerar una longitud de 17117 mm als pilars i de 21822 mm a les bigues, s'ha considerat la longitud de l'element, a favor de la seguretat. És a dir, 6500 mm als pilars i 18402 mm a les bigues.

Els resultats dels diferents mètodes de càlcul es recullen a la següent taula per poder-los comparar:

Notes:

- Les unitats de la taula són $kN\cdot m$ pels moments flectors i kN per els esforços;
- Els valors corresponents a les comprovacions de resistència i vinclament són percentatges;
- B: bigues, P: pilars;
- inv: inversió de moments (quan predominen els esforços de succió);
- M^+ : moment flector que comprimeix l'ala superior de la biga;
- M^- : moment que comprimeix l'ala inferior de la biga;
- Els desplaçaments corresponen a la combinació més desfavorable en ELS, i estan en mm.



		1r ordre, amb rigidesa de unions	1r ordre, amb classificació de unions	2n ordre, amb rigidesa de unions	2n ordre, amb classificació de unions
B i P	$M_{m\grave{a}x}^-$	778,7	790,3	793,0	803,2
B	$M_{m\grave{a}x}^+$	565,8	548,9	576,7	559,2
B	$M_{m\grave{a}x}^-$ (inv.)	345,7	335,8	347,3	337,9
B i P	$M_{m\grave{a}x}^+$ (inv.)	489,4	496,3	483,7	490,9
P	$N_{m\grave{a}x}^{comp.}$	203,2	203,2	203,5	203,4
P	$N_{m\grave{a}x}^{tracc.}$	124,2	124,2	124,1	124,1
B	$N_{m\grave{a}x}^{comp.}$	157,7	159,5	158,1	159,9
B	$N_{m\grave{a}x}^{tracc.}$	131,5	132,7	131,2	132,3
B	$V_{m\grave{a}x}$	161,7	161,4	161,9	161,5
P	$V_{m\grave{a}x}$	120,3	122,1	120,9	122,6
B	Resistència	66,14	67,10	67,23	68,13
P	Resistència	91,95	93,26	93,51	94,73
B	Vinclament	83,37	84,60	84,63	85,78
P	Vinclament	102,28	103,72	100,54	101,86
B	Desplaç.(x)	40	38	41	39
P	Fletxa (y)	99	92	100	93

Taula 8.2 Comparació de resultats de PF corresponents a diferents variants de càlcul (Font: PowerFrame)



En general, si es considera la classificació de les unions enlloc del valor de la seva rigidesa, els esforços i moments sobre l'estructura augmenten. Això és degut a que si es considera que les unions no són completament rígides, es dona una petita redistribució d'esforços i els moments negatius (M^-) disminueixen mentre que els positius (M^+) augmenten.

Per tant, normalment la consideració de la rigidesa de les unions és favorable pel que fa al dimensionament (encara que no tots els programes de càlcul poden fer-ho). En el cas en estudi, si s'hagués realitzat l'anàlisi considerant la classificació de les unions, els pilars haurien de ser perfils HE 500 A enlloc de HE 450 A.

En els anàlisis en segon ordre, els esforços i moments sobre l'estructura, en general, també augmenten (sobretot els moments). No obstant, com que les longituds de vinclament en el pla del pòrtic són inferiors, les verificacions donen bastant similars.

Els desplaçaments sí que haurien de donar bastant superiors en els anàlisis de segon ordre, però en aquest cas no és així ja que com s'ha demostrat a l'apartat 7.2, l'estructura no és molt sensible als efectes de segon ordre.

Com s'ha dit anteriorment, tots els percentatges d'esgotament obtinguts amb les comprovacions realitzades manualment es troben per sota del 100% i per tant el dimensionament és vàlid (veure Annex B).

A més, l'EC-3 proposa dos mètodes diferents pel que fa a les verificacions a bolcada lateral. Un de general (veure apartat 3.4.1 de l'Annex B) que és el que s'ha considerat en el dimensionament, i un d'específic (per perfils laminats i seccions soldades equivalents. Veure apartat 3.4.2 de l'Annex B), els resultats dels quals són bastant diferents. El PowerFrame no contempla el mètode específic (a favor de la seguretat), ja que dona resultats bastant més favorables.



9. Resultats de les comprovacions manuals

Per poder comparar els resultats obtinguts manualment amb els de PowerFrame, s'ha de consultar l'Annex B, on s'han realitzat totes i cada una de les comprovacions de resistència i estabilitat segons les indicacions de la part EN 1993-1-1 de l'Eurocodi-3.

Al costat de cada resultat s'ha posat el de PF entre parèntesi. Això s'ha fet tan pels valors resistents, com pels percentatges d'esgotament de cada verificació, com pels paràmetres que intervenen en els càlculs (si no s'ha inclòs el valor de PF és perquè el programa no el dóna).

A continuació es mostren els resultats de les comprovacions més importants.

9.1. Resultats de les verificacions a bolcada lateral

9.1.1. Pilars

Així com en el cas de les bigues s'han estudiat cada una de les barres que les conformen per separat, en el cas dels pilars només s'ha comprovat la barra superior, ja que està molt més sol·licitada que la inferior. Els resultats són els següents:

	Esgotament (%)	Esgotament (%)
	Comprovació manual	PowerFrame
Mètode general	93,87	93,81
Mètode específic	88,05	-

Taula 9.1 Resultats de la verificació de bolcada lateral segons els mètodes general i específic

9.1.2. Bigues

Com s'ha dit anteriorment, per les bigues s'ha estudiat cada barra per separat. Els resultats obtinguts manualment es mostren a continuació, juntament amb els de PF, per poder-los comparar:



Barra	1	2	3	3'	4
$M_{b,Rd}$ (kN·m)	1033,2	864,2	988,4	966,6	966,6
$M_{b,Rd}$ PF (kN·m)	1028,9	823,8	982,5	958,7	972,1
Esgotament (%)	75,37	41,43	49,40	54,69	54,69
Esgotament PF (%)	75,69	44,07	49,70	55,14	54,37

Taula 9.2 Resultats de les verificacions a bolcada lateral realitzades manualment i mitjançant PF per cada tram de biga, segons el **mètode general**

On:

- $M_{b,Rd}$: valor resistent de càlcul a flexió davant la bolcada lateral.

Nota: L'enumeració de les barres que formen la biga comença amb la barra que toca el pilar (nº1) i acaba amb la del punt més alt de la nau (nº4). El fet que hi hagi 3 i 3' és perquè inicialment s'havia analitzat un model amb un tornapunts menys i per tant les bigues quedaven dividides només en quatre barres.

Barra	1	2	3	3'	4
$M_{b,Rd}$ (kN·m)	1280,3	1207,3	1203,5	1149,7	1151,0
Esgotament (%)	60,82	29,65	40,57	45,98	45,93

Taula 9.3 Resultats de les verificacions a bolcada lateral realitzades manualment per cada tram de biga, segons el **mètode específic**

Si es comparen les taules 9.2 i 9.3 s'observa que el mètode específic dona resultats bastant més favorables, però com que el programa Powerframe no el contempla i a favor de la seguretat, per a la verificació a flexió i esforç normal no s'han considerat.



9.2. Resultats de les verificacions a flexió i esforç normal

La verificació d'elements sotmesos a una combinació de flexió i esforç axial de compressió, es realitza mitjançant les següents expressions:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} &\leq 1,0 \\ \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} &\leq 1,0 \end{aligned} \quad (\text{Eq. 9.1})$$

On:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ i $M_{z,Ed}$: valors de càlcul de la força de compressió i els moment màxims respecte els eixos locals y-y i z-z respectivament;
- $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$: moments addicionals provocats per excentricitats;
- χ_y , χ_z : factors reductors deguts al vinclament per flexió;
- χ_{LT} : factor reductor degut a la bolcada lateral;
- k_{yy} , k_{zz} , k_{yz} , k_{zy} : coeficients de interacció.

Hi ha dos mètodes (igualment vàlids) per calcular els coeficients de interacció k_{ij} . Aquest estudi s'ha realitzat segons el mètode Belga-Francès ([8] pàgs. 88, 89 i 90), i les expressions per obtenir els coeficients de interacció es poden consultar a l'apartat 3.5 de l'Annex B.

Així doncs, els resultats de la comprovació a flexió i esforç normal són els següents:

9.2.1. Pilars

Els valors que es mostren a la taula 9.4 corresponen a la barra superior del pilar. En el cas dels pilars sí que s'ha realitzat la verificació segons els resultats del mètode específic perquè són els elements més sol·licitats i la verificació és molt pròxima al 100 %.



	Verificació 1 (%)	Verificació 2 (%)
PowerFrame	102,28	56,12
Manual (mèt. general)	99,98	55,01
Manual (mèt. específic)	94,19	51,89

Taula 9.4 Comparació entre els resultats de les verificacions a flexió i compressió axial de les diferents hipòtesis considerades i els obtinguts mitjançant PowerFrame

Verificació 1 és el valor corresponent a la primera expressió de l'Eq. 9.1 i verificació 2 el de la segona.

9.2.2. Bigues

En el cas de les bigues es verifiquen cada una de les barres per separat, i no s'han considerat els resultats del mètode específic.

Verificacions (%)	Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 3'	Barra 4
Verificació 1	80,45	43,76	54,95	61,12	60,87
Verificació 2	80,78	47,36	55,29	61,44	61,19
PF 1	83,05	52,32	55,66	<u>61,06</u>	<u>60,28</u>
PF 2	83,37	55,75	55,96	<u>61,36</u>	<u>60,58</u>

Taula 9.5 Comparació entre els resultats de les verificacions de la fórmula de interacció obtinguts manualment i mitjançant PF, per cada tram de biga

Tots els resultats de PF estan pel costat de la seguretat menys els que estan subratllats a la taula 9.5, encara que les diferències són mínimes.



10. Unió biga pilar

El disseny de la unió entre la biga i el pilar s'ha realitzat mitjançant el programa PowerConnect (PC), però també s'han realitzat totes les comprovacions de resistència dels components bàsics de la unió segons les indicacions de l'apartat 6.2.6 de la part EN 1993-1-8 de l'EC-3 (veure Annex C).

La unió es realitza mitjançant una placa extrema soldada a la biga unida a l'ala interior del pilar mitjançant cargols. S'han disposat rigiditzadors transversals a l'ànima del pilar donant-li així continuïtat a les ales de la biga i més rigidesa i capacitat resistent al pilar.

L'aspecte de la unió és el que es mostra a la següent figura:

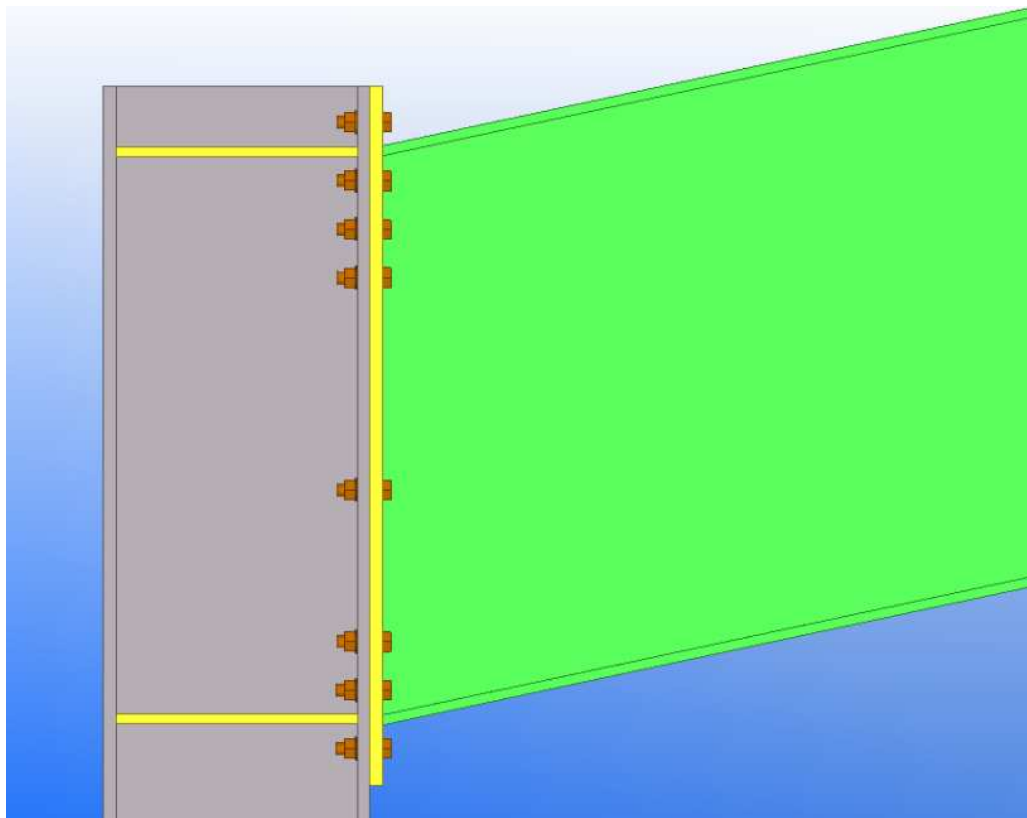


Fig. 10.1 Unió entre la biga i el pilar del pòrtic principal (Font: Tekla)

Com s'ha vist als apartats anteriors, el dimensionament dels pilars s'ha fet bàsicament en funció de la resistència a bolcada lateral i a la combinació d'esforços de flexió i esforç normal.



En canvi, el dimensionament de les bigues s'ha vist molt condicionat per la resistència de la unió biga pilar. Evidentment també s'han seguit els mateixos criteris que en el cas dels pilars, però el gran moment que ha de suportar la unió hi ha jugat un paper molt important.

Inicialment s'havia dimensionat la biga amb un cantell de 1032 mm (amb un tornapunts menys) per disposar de suficient braç de palanca a la unió. Més endavant es va anar disminuint el cantell fins a 932 mm (afegint un tornapunts entre les barres 3 i 4), fent necessària l'extensió de la placa extrema tan per sobre com per sota de la biga.

El càlcul d'una unió d'aquest tipus no és gens fàcil i actualment existeixen pocs llibres o publicacions que tractin el tema. L'Eurocodi-3 estableix un procediment de càlcul bastant complex, que en principi pot no semblar molt complicat, però que pot donar lloc a interpretacions molt diverses i per tant a resultats bastant diferents.

El resultat final del càlcul és el moment resistent que és capaç de suportar la unió. El que s'ha obtingut manualment és bastant similar al que dona el programa PC, encara que durant el procés de càlcul hi ha alguns resultats que difereixen una mica dels del programa.

10.1. Resistència dels components bàsics

El mètode de càlcul que proposa l'EC-3 s'anomena el mètode dels components i consisteix en anar calculant la resistència dels components bàsics de la unió independentment, i llavors obtenir el moment resistent de la unió considerant l'aportació de cada fila de cargols a tracció (multiplicant la resistència a tracció de la fila per la distància al centre de compressions), però tenint en compte que no es pot superar la capacitat resistent de cap dels components.

A continuació es fa un resum dels resultats obtinguts sense entrar gens en detalls de com es calculen. El procediment de càlcul complet de la unió es pot consultar a l'Annex C.

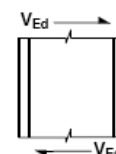
10.1.1. Ànima de pilar a tallant

La resistència plàstica total de càlcul de l'ànima del pilar a tallant, considerant els rigiditzadors, és:

$$V_{wc,Rd} = V_{wp,Rd} + V_{wp,add,Rd} = 939600,8N + 30268,5N = 969869,3N \approx 969,9kN$$

(PC: 970,3 kN)

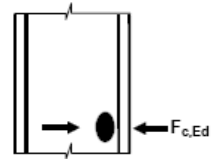
La resistència obtinguda es pot il·lustrar amb la següent figura:



10.1.2. Ànima de pilar a compressió transversal

La resistència de l'ànima del pilar a compressió transversal és:

$$F_{c,wc,Rd} = 650993,1 + 1267200,0 = 1918193,1N \approx 1918,2kN$$



Nota: PC no dóna aquest resultat ja que considera que si hi ha rigiditzadors transversals, la resistència de l'ànima del pilar a compressió transversal no suposarà un problema per a la comprovació de la unió.

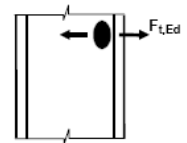
És important remarcar que el segon terme de l'equació anterior (1267200 N) és l'aportació resistent dels rigiditzadors. La norma permet sumar una resistència addicional degut a la presència dels rigiditzadors transversals, però no indica com s'ha de quantificar.

Si es comparen els dos valors, s'observa que l'aportació addicional és pràcticament el doble que el valor obtingut segons les indicacions de la norma. Això és molt important pel càlcul del moment resistent, ja que si no es considera així, el moment resistent dóna un valor molt inferior.

10.1.3. Ànima de pilar a tracció transversal

La resistència de càlcul de l'ànima del pilar a tracció transversal, és:

$$F_{t,wc,Rd} = 323879,6N \approx 323,9kN$$



Nota: PC tampoc dóna aquest resultat suposadament pel mateix motiu explicat a l'apartat anterior, però en aquest cas, no es pot considerar la resistència addicional dels rigiditzadors de la mateixa manera perquè el resultat obtingut és funció de les longituds eficaces, que ja tenen en compte si hi ha rigiditzadors transversals o no. Per tant, la seva aportació resistent ja queda implícitament considerada.

A més, aquesta resistència és la que correspon a una fila de cargols, però s'ha de calcular també pels grups de files de cargols contigües que intervenen en el càlcul del moment resistent de la unió, i PC no dóna aquests resultats (veure apartat 3.3 de l'Annex C).

Resistència de l'ànima de pilar a tracció transversal pels grups de files de cargols

Els resultats es presenten de la manera que es mostra a continuació ($j+k$: grup format per les files de cargols j i k):



2+3	2+3+4	2+3+4+5
	3+4	3+4+5
		4+5

Taula 10.1 Mostra de la manera en que es presenten els resultats pels grups de files de cargols

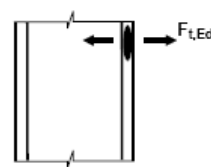
Resistència de l'ànima de pilar a tracció transversal $F_{t,wc,Rd}$ (kN)		
565,8	755,1	910,4
	482,1	684,6
		482,1

Taula 10.2 Resistència de l'ànima de pilar a tracció transversal pels grups de files de cargols que intervenen en el càlcul del moment resistent de la unió

10.1.4. Ala de pilar a flexió transversal

La resistència de càlcul i el mode de fallada de l'ala rigiditzada d'un pilar sotmès a flexió transversal, juntament amb els cargols a tracció associats, s'han de prendre com similars als de l'ala d'una T-equivalent per:

- Cada fila de cargols individual sol·licitada a tracció;
- Cada grup de files de cargols sol·licitat a tracció.



El concepte de la modelització mitjançant T-equivalents es pot representar amb la següent figura:



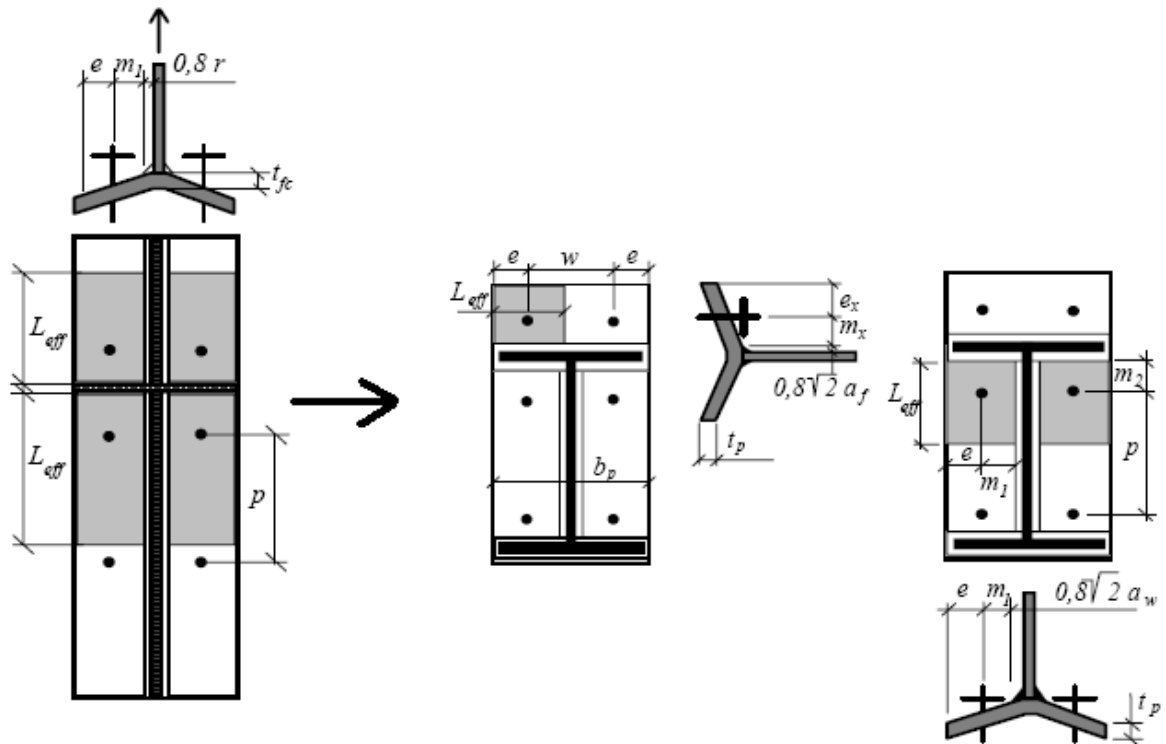


Fig. 10.2 Modelització de l'ala del pilar com a diferents T-equivalents a tracció (Font: [16] p. 42, 43 i 44)

La modelització de l'ala del pilar (o d'una placa en general) com una T-equivalent consisteix en estudiar un element "complicat" (la part de l'ala del pilar que forma part de la unió) a base d'un element més senzill (una T-equivalent que va representant diferents parts de l'ala del pilar).

Llavors, es pot adoptar la hipòtesi de que els modes de fallada possibles a l'ala d'una T-equivalent són similars als que s'espera que es produeixin al component bàsic que representa.

Aquest mètode es pot aplicar a l'ala del pilar, a la placa extrema, al costat d'un angular i a una placa base, tots ells sotmesos a flexió.

En realitat, la longitud eficaç d'una T-equivalent és una longitud teòrica i no té perquè correspondre necessàriament amb la longitud física de l'element bàsic de la unió que representa.

Els possibles modes de fallada es representen a continuació:



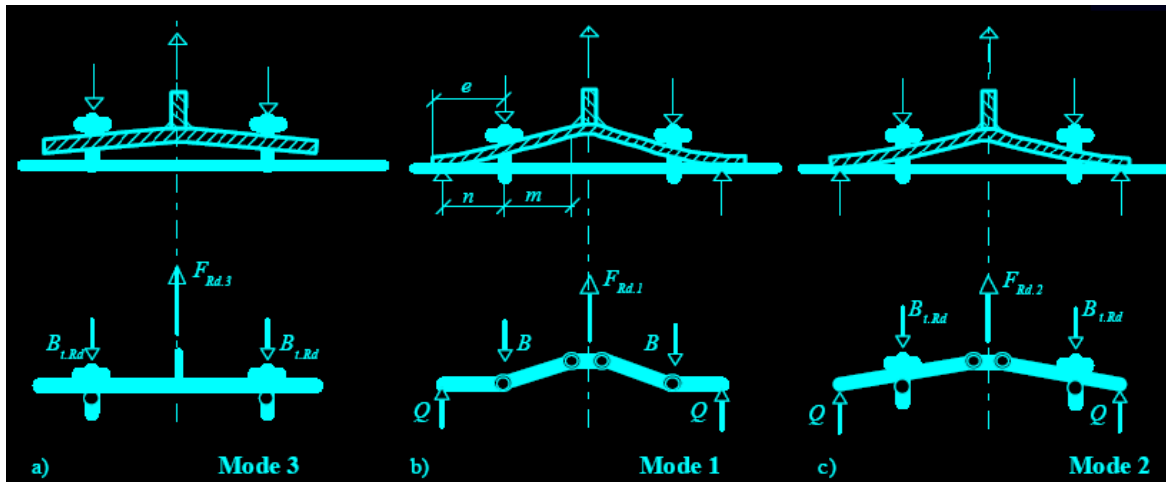


Fig. 10.3 Modes 1, 2 i 3 de ruptura d'una T-equivalent a tracció (Font: [19] p. 3)

A continuació es descriuen els tres mode de fallada que pot experimentar una T-equivalent a tracció:

- **Mode 1:** les deformacions de la placa són molt grans comparades amb la dels cargols. El mecanisme de col·lapse es presenta en formar-se quatre ròtules plàstiques a la placa, mantenint-se sempre l'esforç axial del cargol ($F_{t,Sd}$) per sota del seu valor d'esgotament ($F_{t,Rd}$);
- **Mode 2:** les deformacions per flexió de la placa són del mateix ordre de magnitud que l'allargament dels cargols. L'esgotament de la unió implica la plastificació a tracció dels cargols, la formació de dues ròtules plàstiques a la placa i el desenvolupament de forces de palanca als extrems de les ales;
- **Mode 3:** esgotament per tracció dels cargols. Es dona quan l'ala de la T-equivalent és molt gruixuda, de manera que les deformacions per flexió de la placa són petites en comparació a l'allargament dels cargols.

S'han de calcular les resistències corresponents als tres modes de fallada, i prendre el mínim dels tres valors obtinguts.

Per veure els càlculs en detall d'aquest apartat es pot consultar l'apartat 3.4 de l'Annex C.



10.1.4.1. Files de cargols considerades individualment (costat pilar)

Els resultats obtinguts per les files de cargols considerades individualment es mostren a continuació (l'enumeració de les files de cargols comença a la part superior de la unió, 1, i acaba a l'extensió inferior de la placa extrema, 8):

	1	2	3	4	5	6	7	8
$F_{T,1,Rd,c}$	762,0	762,0	762,0	762,0	762,0	762,0	762,0	762,0
$F_{T,2,Rd,c}$	412,9	<u>476,9</u>	516,2	516,2	516,2	516,2	<u>476,9</u>	<u>476,9</u>
$F_{T,3,Rd,c}$	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1
$F_{T,Rd,c}$	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1

Taula 10.3 Forces resistents a tracció (kN) per a l'ala del pilar, considerant les files de cargols individualment, obtingudes manualment

Els resultats de PF són idèntics als de la taula anterior, a excepció dels valors siubratllats (a l'apartat 3.4.2 de l'Annex C s'expliquen els motius de la discrepància de resultats), els valors dels quals (d'esquerra a dreta) són: 409,5 kN, 516,2 kN i 409,5 kN.

El resultat final de cada fila de cargols és el de $F_{T,Rd,c}$, marcat en negreta a la taula 10.3.

10.1.4.2. Files de cargols considerades formant part d'un grup (costat pilar)

En aquest apartat és on hi ha certes diferències entre els resultats de les longituds eficaces $l_{eff,2}$ de les comprovacions manuals i els de PowerConnect. Es creu que són degudes al criteri per determinar la distància entre cargols p , ja que la norma no ho deixa gens clar, i no és ni molt menys trivial. Segurament PC considera simplificacions per no complicar el procés de càlcul, que donen lloc a resultats diferents (veure taules 3.9 a 3.16 de l'apartat 3.4.5 de l'Annex C).

Els resum dels resultats obtinguts per les files de cargols considerades formant part de grups (i els mateixos resultats obtinguts amb PC) es pot consultar a l'apartat 3.4.5 de l'Annex C. A continuació es mostren només els resultats finals (la presentació dels resultats es fa com s'indica a la taula 10.1, però considerant ara totes les files de cargols):



Forces resistents finals dels grups de files de cargols a tracció

$F_{T,Rd}$ (kN)				
698,1	1047,2	1396,2	1745,3	2094,3
	698,1	1047,2	1396,2	1745,3
		698,1	1047,2	1396,2
			698,1	1047,2
				698,1

Taula 10.4 Forces resistents finals dels grups de files de cargols a tracció (costat del pilar)

$F_{T,Rd}$ (kN) PowerConnect				
698,1	1047,2	1396,2	1745,3	2094,3
	698,1	1047,2	1396,2	1745,3
		698,1	1047,2	1396,2
			698,1	1047,2
				698,1

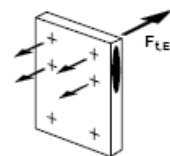
Taula 10.5 Forces resistents finals dels grups de files de cargols, obtingudes amb PC
(costat del pilar) (Font: PowerConnect)

Com a força resistent final s'ha d'agafar el mínim de les corresponents als tres modes de ruptura, i com que en tots els casos resulta ser el mode 3, que no depèn de les longituds eficaces $l_{eff,1}$ i $l_{eff,2}$, tots els resultats finals obtinguts coincideixen perfectament amb els de PowerConnect.



10.1.5. Placa extrema a flexió

El mateix procediment realitzat per l'ala del pilar, s'ha de tornar a fer per la placa extrema. En aquest cas però, la taula per la classificació de les files de cargols és una mica diferent (veure taula 3.21 de l'apartat 3.5 de l'Annex C).



10.1.5.1. Files de cargols considerades individualment (costat biga)

Els resultats obtinguts són els següents:

	1	2	3	4	5	6	7	8
$F_{T,1,Rd,ep}$	529,7	762,0	762,0	762,0	762,0	762,0	762,0	762,0
$F_{T,2,Rd,ep}$	311,6	436,5	405,7	405,7	405,7	405,7	405,7	405,7
$F_{T,3,Rd,ep}$	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1
$F_{T,Rd,ep}$	311,6	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1	349,1

Taula 10.6 Forces resistents a tracció (kN) per a la placa extrema, considerant les files de cargols individualment, obtingudes manualment

Els resultats de PC són idèntics als de la taula anterior, a excepció del l'únic valor subratllat (a l'apartat 3.5.2.2 de l'Annex C se n'explica el motiu), el valor del qual és 405,7 kN.

10.1.5.2. Files de cargols considerades formant part d'un grup (costat biga)

Els resultats finals obtinguts són els següents (la resta de resultats es poden consultar a l'apartat 3.5.5 de l'Annex C):



Forces resistents finals dels grups de files de cargols

$F_{T,Rd}$ (kN)				
693,2	971,1	1396,2	1745,3	2065,3
	662,4	1047,2	1396,2	1745,3
		698,1	1047,2	1396,2
			698,1	1047,2
				662,4

Taula 10.7 Forces resistents finals dels grups de files de cargols a tracció (costat de la biga)

$F_{T,Rd}$ (kN) PowerConnect				
<u>662,4</u>	<u>919,1</u>	<u>1356,2</u>	1745,3	<u>2010,9</u>
	662,4	1047,2	1396,2	1745,3
		698,1	1047,2	1396,2
			698,1	<u>1017,9</u>
				662,4

Taula 10.8 Forces resistents finals dels grups de files de cargols, obtingudes amb PC
(costat del pilar) (Font: PowerConnect)

A diferència del costat del pilar, la força resistent final dels grups de files de cargols no ha resultat ser la corresponent al mode 3 en tots els casos. Com que hi ha bastants resultats corresponents a les longituds eficaces $l_{eff,1}$ i $l_{eff,2}$ que no coincideixen amb els de PC (veure taules 3.24 a 3.31 de l'apartat 3.5.5 de l'Annex C), com a conseqüència els de les forces resistents corresponents a aquestes longituds tampoc són iguals als del programa.

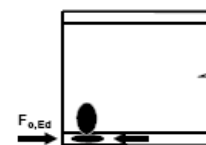


En qualsevol cas, les diferències no són gaire importants i els resultats de PC van sempre a favor de la seguretat.

10.1.6. Ala i ànima de la biga a compressió

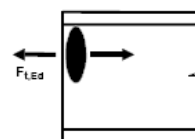
La resistència de càlcul de l'ala i l'ànima de la biga a compressió és:

$$F_{c,fb,Rd} = 1397698,3N \approx 1375,0kN \quad (\text{PC: } 1311,8 \text{ kN})$$



10.1.7. Ànima de biga a tracció

La resistència de càlcul de l'ànima de la biga a tracció s'ha de calcular mitjançant una única fórmula (no les dels tres mode de ruptura), però a partir dels resultats de les longituds eficaces de la T-equivalent que representa la placa extrema a flexió, per una fila de cargols individual o per un grup de files de cargols.



Ara es tenen en compte les files de cargols considerades individualment, i els mateixos grups de files de cargols que anteriorment, menys els que contenen la fila 7 (ja que el programa PC ho fa així, i per al càlcul del moment resistent no són necessaris). Per tant, les files de cargols i els grups de files de cargols a considerar són els següents:

Files i grups de files de cargols				
2	2+3	2+3+4	2+3+4+5	2+3+4+5+6
	3	3+4	3+4+5	3+4+5+6
		4	4+5	4+5+6
			5	5+6
				6

Taula 10.9 Files i grups de files de cargols que s'han de considerar per al càlcul de l'ànima de la biga a tracció

A continuació es recullen els resultats obtinguts (els resultats de PC es poden veure a l'apartat 3.7 de l'Annex C):



$F_{t,wb,Rd}$ (kN)				
474,7	826,7	1091,3	1801,9	2351,9
	474,4	769,7	1424,1	1898,8
		474,4	949,4	1424,1
			474,4	949,4
				474,4

Taula 10.10 Resistència de la biga a tracció calculada per les files i els grups de files de cargols considerades

En aquest cas, a excepció del valor marcat en negreta a la taula 10.10, els resultats obtinguts no coincideixen amb els del programa PC (veure apartat 3.7 de l'Annex C), ja que PC considera la longitud $l_{eff,2}$ enlloc de $l_{eff,1}$ (menys favorable). Per tant, els resultats del programa, en la majoria dels casos, no estan a favor de la seguretat.

10.1.8. Cargols a tracció

La resistència dels cargols a tracció s'ha comprovat implícitament als apartats 10.1.4 i 10.1.5.



10.1.9. Cargols a tallant

En realitat, no tots els cargols absorbeixen el tallant ja que es poden diferenciar 3 zones de la unió segons l'esforç a les que es veuen sotmeses.



- Zona traccionada: on es troben les files de cargols 1, 2, 3, 4 i 5 (a la cinquena fila és on s'esgota la capacitat resistent de la unió a tracció);
- Zona comprimida: la fila 8 està a la zona de compressió i per tant tampoc es considera per al càlcul de la resistència dels cargols a tallant;
- Zona a tallant: on es troben les files de cargols 6 i 7, que són les que s'han de comptabilitzar per calcular la resistència dels cargols a tallant.



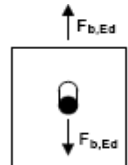
Per tant, la força resistent de càlcul total dels cargols a tallant és (veure apartat 3.9 de l'Annex C):

$$F_{v,TOTAL,Rd} = 116352,0 \cdot 2 \cdot 2 = 465408,0 N \approx 465,4 kN$$

10.1.10. Cargols a aixafament

De la mateixa manera que per als cargols a tallant, només es poden comptabilitzar les files de cargols 6 i 7.

Llavors, la resistència total dels cargols a aixafament és (veure apartat 3.10 de l'Annex C):



$$F_{b,TOTAL,Rd} = 329775,6 \cdot 2 \cdot 2 = 1319102,4 N \approx 1319,1 kN$$

10.1.11. Soldadures

El disseny i comprovacions de les soldadures es pot consultar a l'apartat 3.11 de l'Annex C.

El moment màxim que és capaç de suportar el conjunt de soldadures és:

$$M_{Rd,m\grave{a}x} = 1006,8 kN \cdot m \quad (\text{PC: } 911,5 kN \cdot m)$$

10.2. Moment resistent de càlcul de la unió biga pilar

El moment resistent de càlcul que és capaç de suportar la unió es determina mitjançant un procés no gaire senzill (veure apartat 4 de l'Annex C), però en termes generals s'obté com la suma de la resistència final a tracció de cada fila de cargols multiplicada pel braç de palanca (distància de la fila de cargols considerada al centre de compressions).

10.2.1. Resistència a tracció de les files de cargols

Les resistències finals de les files de cargols es mostren a la següent taula:

Files de cargols	1	2	3	4	5
Resistència a tracció (kN)	311,6	323,9	286,8	47,6	0

Taula 10.11 Resistències finals a tracció de les files de cargols



10.2.2. Càlcul del moment resistent de la unió

El moment resistent de la unió, com s'ha explicat anteriorment, s'obté de la següent manera:

$$M_{j,Rd} = \sum_r F_{t,Rd(r)} \cdot h_r = 311,6 \cdot 985,25 + 323,9 \cdot 888,22 + 286,8 \cdot 808,22 + 47,6 \cdot 728,22 = \\ = 307003,9 + 287694,5 + 231797,5 + 34663,3 = 861159,2 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

$$\boxed{M_{j,Rd} \approx 861,2 \text{ kN}\cdot\text{m}} \quad (\text{PC: } 837,6 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

10.2.3. Percentatge d'esgotament de la unió

El percentatge d'esgotament de la unió s'ha calculat de dues maneres diferents, per poder-lo comparar amb el resultat de PowerConnect, ja que s'han seguit criteris diferents (veure apartat 4 de l'Annex C).

El resultat obtingut segons el criteri de PC és el següent:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} = \frac{778,7 \text{ kN}\cdot\text{m}}{861,2 \text{ kN}\cdot\text{m}} + \frac{157,7 \text{ kN}}{2578,9 \text{ kN}} = 0,9042 + 0,0612 = 0,9654 < 1,0$$

De manera que el percentatge d'esgotament de la unió seria del 96,54 %.

El resultat de PC és molt similar a l'obtingut segons els resultats manual:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} = \frac{778,7 \text{ kN}\cdot\text{m}}{837,6 \text{ kN}\cdot\text{m}} + \frac{120,3 \text{ kN}}{2623,5 \text{ kN}} = 0,9297 + 0,0459 = 0,9756 < 1,0$$

No obstant, segons el criteri que s'ha cregut més indicat per a la comprovació, el resultat final és:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{778,7 \text{ kN}\cdot\text{m}}{861,2 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 0,9042 < 1,0$$

De manera que el percentatge d'esgotament de la unió és del **90,42 %**.



11. Unió de base de pilar

El disseny de la unió de la base del pilar s'ha realitzat mitjançant el programa PowerConnect (PC), però també s'han realitzat les comprovacions de resistència dels components bàsics de la unió segons les indicacions de l'apartat 6.2.6 de la part EN 1993-1-8 de l'EC-3. No només s'han seguit les indicacions de l'EC-3 sinó que també s'han consultat altres fonts de informació [16, 17, 18, 19 i 22].

La unió s'ha realitzat mitjançant una placa base soldada al pilar unida a la sabata mitjançant cargols d'ancoratge. Per tal de poder considerar la unió com a una articulació, s'han utilitzat pocs cargols disposats bastant pròxims al centre de la unió, donant-li així certa capacitat de rotació.

L'aspecte de la unió és el que es mostra a la següent figura:

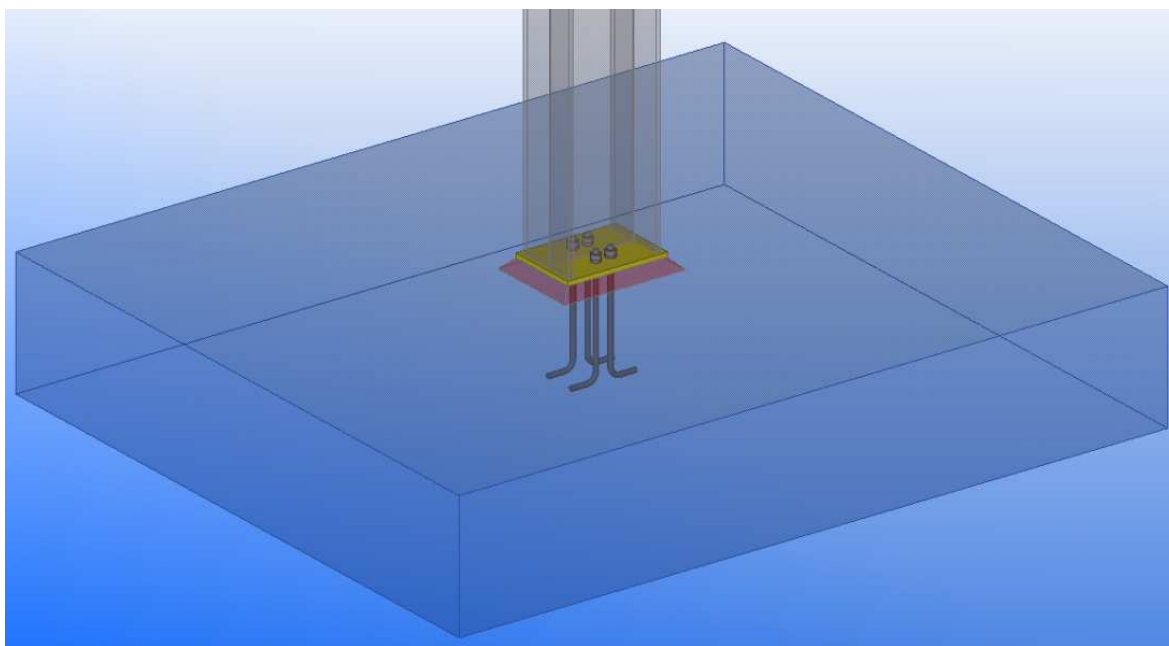


Fig. 11.1 Unió de la base del pilar del pòrtic principal (Font: Tekla)

11.1. Resistència de càlcul dels components bàsics

El procediment de comprovació de la unió és similar al de la unió biga pilar (pel que fa als elements a tracció), però com que no pot absorbir moment, els procediments es simplifiquen bastant.



11.1.1. Placa base i formigó sotmesos a compressió

Per tal d'avaluar la resistència de la placa base i el formigó a compressió s'han de tenir en compte:

- L'efecte de confinament del formigó: resistència superior a la seva pròpia resistència característica a compressió degut a les restriccions dels desplaçaments;
- El comportament elàstic de la placa base (flexible) i la distribució no uniforme de tensions sobre aquesta s'aproximen, segons el model de càlcul, a una secció eficaç (rígida) inferior a les dimensions de la placa (definida per la petjada), amb una distribució de tensions uniforme.

El model de càlcul es pot representar mitjançant les dues figures següents:

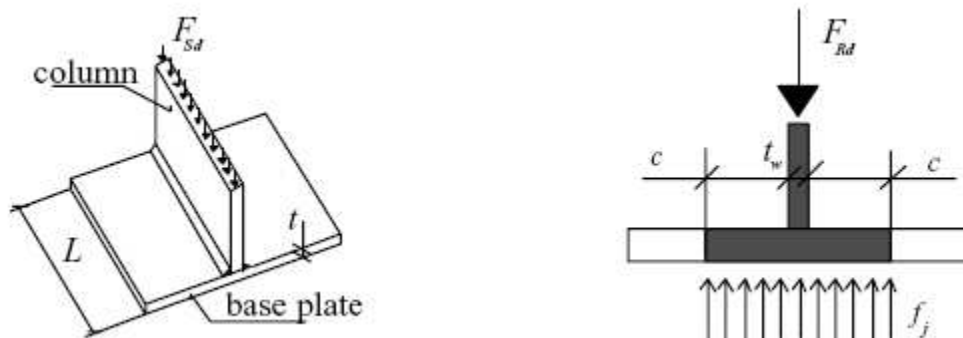


Fig. 11.2 Modelització com a una T-equivalent a compressió (Font: [18] p. 2.4)

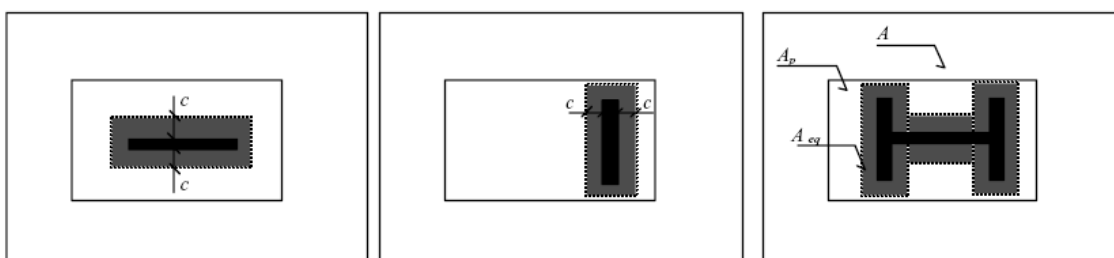


Fig. 11.3 Petjada del pilar (Font: [18] p. 2.4)

On:

- c : petjada



- A : àrea del fonament;
- A_p : àrea de la placa base (flexible);
- $A_{eq} \equiv A_{eff}$: àrea equivalent o eficaç de la placa base (rígida).

La resistència de càlcul a compressió de la base del pilar és:

$$F_{c,Rd} = 2955,7 \text{ kN}$$

Els resultats de PC no estan gaire clars, i difereixen bastant dels obtinguts (veure apartat 2.1.1.1 de l'Annex D).

11.1.2. Placa base a flexió i cargols sotmesos a tracció

Quan els cargols d'ancoratge estan sotmesos a tracció, la placa base també ho està i per tant aquesta flecta mentre els cargols s'allarguen. La fallada de la zona traccionada pot donar-se com a plastificació de la placa (mode 1), plastificació dels cargols (mode 3) o una combinació d'ambdós fenòmens (mode 2). L'estudi es realitza també mitjançant el mètode de les T-equivalents (veure figura 10.3 del present document).

No obstant, en el cas de plaques base l'estudi de les T-equivalents presenta alguna diferència en comparació a l'anàlisi d'una unió biga pilar (veure apartat 2.1.2 de l'Annex D).

La força resistent de càlcul de la T-equivalent a tracció obtinguda és:

$$F_{Rd} = \min\{326,3; 282,2\} = 282,2 \text{ kN} \quad (\text{PC: } 272,9 \text{ kN})$$

Però com que en aquest cas no hi ha flexió i per tant les dues T-equivalents treballarien simultàniament, el resultat final ha de ser el doble de l'anterior:

$$F_{Rd,TOTAL} = 2 \cdot 282,2 = 564,4 \text{ kN}$$

11.1.3. Longitud d'ancoratge dels cargols

El procediment per obtenir la longitud d'ancoratge dels cargols no està indicat a l'EC-3 i per tant s'ha obtingut de [22].

Segons els resultat obtinguts, es pren la següent longitud d'ancoratge (veure apartat 2.1.4 de l'Annex D):

$$l_a = 555 \text{ mm}$$



11.1.4. Cargols a tallant

Considerant els 4 cargols d'ancoratge, la resistència a tallant de la unió és (veure apartat 2.1.5 de l'Annex D):

$$F_{v,Rd,TOTAL} = 4 \cdot F_{v,Rd} = 4 \cdot 94080N = 376320N \approx 376,3kN \quad (PC:192,6 \text{ kN})$$

El resultat de PC només considera dos cargols ja que suposa que dos absorbeixen el tallant i els altres dos l'esforç de tracció, evitant així la comprovació a tracció i tallant. Igualment, el resultat de PC hauria de ser $376,3/2 = 188,2 \text{ kN}$, però és una mica superior ja que considera també la contribució a la resistència a tallant del fregament de la placa base amb el formigó.

11.1.5. Comprovació a tracció i tallant

La comprovació dels cargols d'ancoratge sotmesos a l'acció simultània de tracció i tallant es mostra a continuació (veure apartat 2.1.6 de l'Annex D):

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{80,8}{376,3} + \frac{124,2}{1,4 \cdot 282,2} = 0,2147 + 0,3144 = 0,5291 < 1,0$$

11.1.6. Cargols a aixafament

S'ha de considerar que hi ha quatre cargols i per tant la resistència total a l'aixafament és (veure apartat 2.1.7 de l'Annex D):

$$F_{b,Rd,TOTAL} = 4 \cdot 278640N = 1114560 \approx 1114,6kN \quad (PC \text{ no dona aquest resultat}).$$

11.1.7. Soldadures

El disseny i comprovacions de les soldadures es pot consultar a l'apartat 2.1.8 de l'Annex D. En aquest cas no s'ha calculat el moment resistent (ja que la unió no absorbeix moment) sinó la resistència a tallant i a tracció.

Resistència a tallant:

$$F_{w,||} = 964536,3N \approx 964,5kN \quad (PC: 964,5 \text{ kN})$$

Resistència a tracció:

$$F_{w,\perp} = 1030213,0N \approx 1030,2kN \quad (PC \text{ no dona aquest resultat})$$



12. Unió biga biga

La unió entre les dues bigues s'ha fet mitjançant una placa extrema soldada a cada biga i unides rígidament entre elles mitjançant cargols.

El disseny i comprovació d'aquesta unió s'ha realitzat mitjançant el programa PowerConnect (PC), però no s'han realitzat les comprovacions manuals com s'ha fet per les altres dues unions principals. L'anàlisi 'hauria de realitzar d'una manera molt similar al de la unió biga pilar, estudiant per separat la resistència de cada component (mitjançant el mètode de les T-equivalents pels elements sotmesos a tracció).

L'aspecte de la unió és el següent:

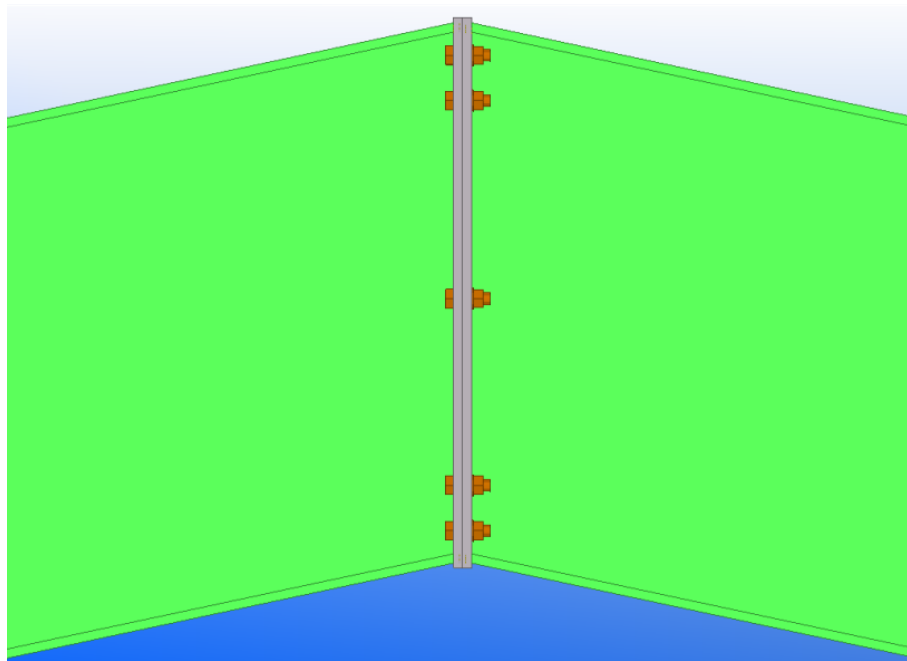


Fig. 12.1 Unió entre les dues bigues (Font: Tekla)

No es presenten els resultats intermedis de les comprovacions realitzades pel programa perquè no s'han obtingut els resultats manuals per poder-los comparar.

El resultat final (en forma gràfica) demostra que la unió està molt per sobre de les sol·licitacions ja que la biga és de secció constant i a la unió entre bigues no és necessari tant de cantell com a la unió biga pilar.



Les comprovacions de l'esgotament de la secció sol·licitada a moment flector i esforç normal estan totes per sota del 100 %, amb un valor màxim d'esgotament del 78 % (corresponent a la combinació d'accions ELU CF 322).

A la següent figura es pot veure l'estat de tensions (%) corresponent a la combinació ELU CF 322:

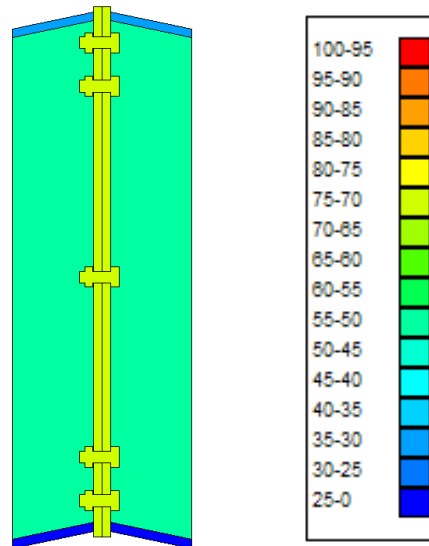


Fig. 12.2 Esgotament (%) dels elements de la unió segons les càrregues de la combinació d'accions ELU CF 322 (Font: PowerConnect)

En realitat els cargols de la part inferior de l'ànima, sol·licitats a tracció, haurien de tenir un percentatge d'esgotament superior al del cargol central i als de la part superior per la combinació d'accions considerada. En qualsevol cas, el que està clar és que el disseny de la unió és suficient per suportar els esforços que s'hi generen.

El moment màxim resistent obtingut mitjançant PowerConnect és bastant superior al moment màxim aplicat:

$$M_{Rd} = 659,8kN \cdot m > M_{Sd} = 478,8kN \cdot m$$



13. Cimentació del pòrtic principal

La cimentació del pòrtic principal no s'ha dimensionat ni comprovat mitjançant cap programa d'ordinador, sinó que s'han realitzat manualment totes les comprovacions segons les indicacions de la normativa EHE-08.

El tipus de cimentació escollit és de fonaments superficials, concretament sabates aïllades, que degut a les característiques de la nau (base de pilar articulada) s'han projectat de formigó en massa.

L'aspecte de la sabata es pot veure a la figura 11.1 d'aquest mateix document.

El procés de dimensionament i totes les comprovacions realitzades es poden consultar a l'apartat 3 de l'Annex D. A continuació es mostra un resum dels resultats obtinguts.

13.1. Comprovacions resistents de les sabates

13.1.1. Comprovació de la fonamentació a tracció

Degut a les grans dimensions de la nau i a l'àrea tributària del pòrtic principal, el dimensionament de la sabata ha vingut condicionat per suportar l'esforç màxim de tracció al que es pot veure sotmesa, ja que els esforços de succió màxims són molt grans. Per tant, les dimensions de la sabata han de ser tals que el seu pes propi sigui més gran que l'esforç màxim de tracció:

$$P = \rho \cdot V = 2300 \frac{kp}{m^3} \cdot a \cdot b \cdot h \approx 23 \frac{kN}{m^3} \cdot a \cdot b \cdot h \geq 124,2 kN \quad (\text{Eq. 13.1})$$

Llavors, les dimensions finals de la sabata obtingudes després de realitzar la resta de comprovacions, són:

$$a = 3,4m; \quad b = 2,9m; \quad h = 0,6m$$

13.1.2. Sabata de formigó armat o en massa

Per tal que la sabata es pugui fer sense armadura, és a dir, de formigó en massa, s'ha de complir la condició de que la tracció màxima generada per la pressió que exerceix el terreny



sobre aquesta, no superi la tensió màxima que és capaç de suportar el formigó. És a dir, s'ha de complir la següent desigualtat:

$$\sigma_{ct} = \frac{M_d}{W} = \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} \leq f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot \sqrt{f_{ck}^2}}{\gamma_c} \quad (N / mm^2) \quad (\text{Eq. 13.2})$$

Veure apartats 3.2.2 i 3.3.4 de l'Annex D per la determinació del moment M_d .

El resultat d'avaluar l'Eq. 13.2 és el que es mostra tot seguit:

$$\sigma_{ct} = \frac{6 \cdot 121,21 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{2900 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^2} = 0,70 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot \sqrt{(20 \text{ N} / \text{mm}^2)^2}}{1,5} = 1,03$$

Per tant la sabata es pot fer de formigó en massa.

13.1.3. Comprovació de la pressió sobre el terreny

La pressió màxima exercida per la sabata sobre el terreny (veure apartat 3.3.5 de l'Annex D) ha de ser inferior a la tensió admissible del terreny obtinguda de l'informe geotècnic (veure apartat 7 de l'Annex E). El resultat de la comprovació és el següent:

$$\sigma_{m\grave{a}x} = 39,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 98,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per tant es pot afirmar que la tensió admissible del terreny és suficient.

13.1.4. Comprovació a bolcada

Aquest, juntament amb la comprovació a tracció, és el fenomen que marca el disseny de la sabata. Perquè la sabata no bolqui s'ha de complir la següent desigualtat:

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + V \cdot h) \cdot \gamma_E \quad (\text{Eq. 13.3})$$

On:

- N : esforç normal actuant sobre la sabata;
- P : pes propi de la sabata;



- a : dimensió en planta de la sabata en la direcció del pla del pòrtic;
- M : moment flector actuant sobre la sabata;
- V : tallant actuant sobre la sabata;
- h : cantell de la sabata;
- γ_E : coeficient de seguretat per la bolcada, per al que es pot prendre el valor de 1,8.

El resultat d'avaluar l'Eq. 13.3 és:

$$\left(\frac{-124,2kN}{1,3} + 136,1kN \right) \cdot \frac{3,4m}{2} \geq \left(0 + \frac{80,8kN}{1,3} \cdot 0,6m \right) \cdot 1,8$$

$$68,9kN \cdot m > 67,1kN \cdot m$$

Per tant, es pot afirmar que la sabata no bolca.

13.1.5. Comprovació a lliscament

Perquè la sabata no llisqui s'ha de complir la següent desigualtat:

$$(N + P) \cdot \tan \varphi_d + c_d \cdot A = (N + P) \cdot \tan \left(\frac{2}{3} \varphi \right) + 0,5 \cdot c \cdot A \geq \gamma \cdot V \quad (\text{Eq. 13.4})$$

On:

- $\varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi$: angle de fregament intern de càlcul (minorat);
- $c_d = 0,5 \cdot c$: valor de càlcul (minorat) de la cohesió;
- γ : coeficient de seguretat al lliscament, per al qual es pot prendre el valor de 1,5.

Els valors de l'angle de fregament intern i de la cohesió s'han obtingut de l'informe geotècnic (veure apartat 7 de l'Annex E).

El resultat d'avaluar l'Eq. 13.4 és el següent:



$$\left(\frac{-124,2kN}{1,3} + 136,1kN \right) \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} 18^\circ \right) + 0,5 \cdot 64 \frac{kN}{m^2} \cdot (3,4 \cdot 2,9) m^2 \geq 1,5 \cdot \frac{80,8kN}{1,3}$$

$$40,6kN \cdot 0,2126 + 324,8kN = 8,6kN + 315,5kN = 324,1kN > 93,2kN$$

Per tant, es pot assegurar que no es produirà lliscament.

13.1.6. Comprovacions a tallant i a punxonament

No cal realitzar cap comprovació addicional a tallant o a punxonament ja que la sabata és de formigó en massa.

13.2. Càlcul de les rases

Totes les sabates s'han unit entre elles mitjançant rases, bigues quadrades enterrades de 40 cm de cantell. Aquestes no són obligatòries a no ser que la zona tingui una activitat sísmica de segon o tercer grau, però en qualsevol cas és bastant recomanable la seva utilització.

Les rases uneixen totes les sabates perimetralment, ja que a les façanes est i oest també hi ha les sabates dels pilars hastials (veure apartats 15 i 16 d'aquest mateix document). S'utilitzen per arriostrar les diferents sabates d'una cimentació, no sent la seva funció primària la de resistir esforços de flexió, sinó que treballen bàsicament a tracció i a compressió.

L'aspecte de les rases, en planta i en tres dimensions, es mostra a continuació:

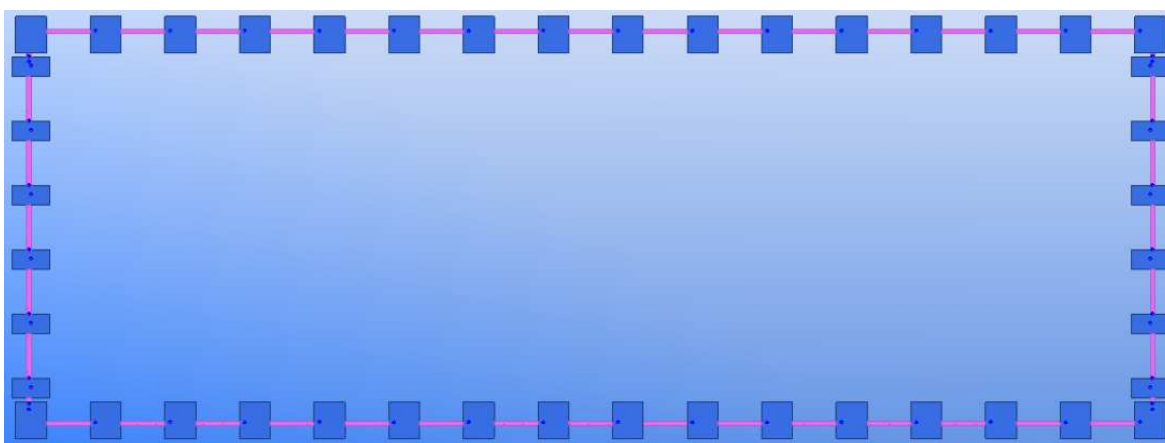


Fig. 13.1 Cimentació de la nau vista en planta (Font: Tekla)



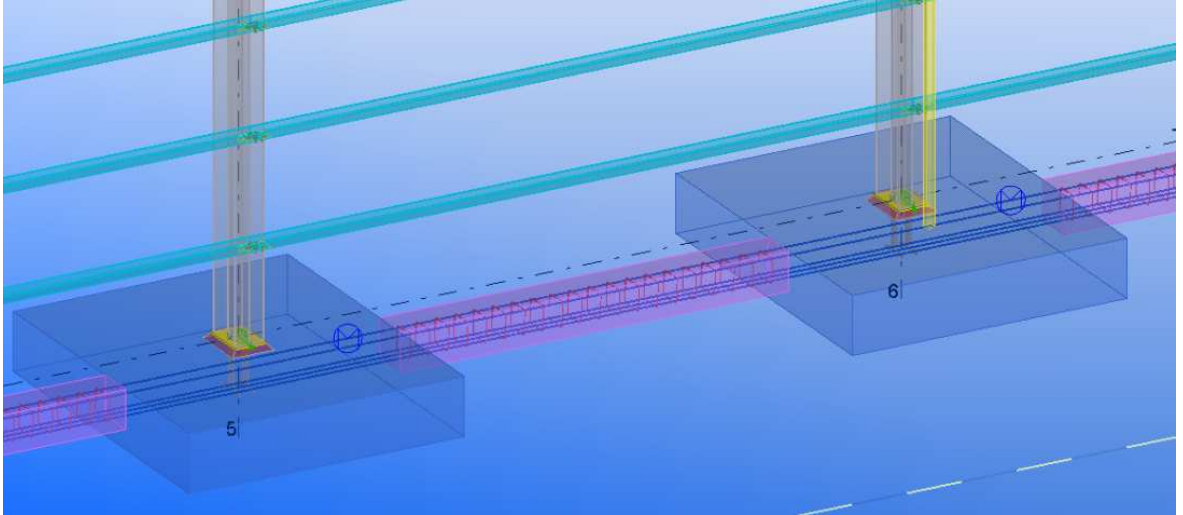


Fig. 13.2 Vista tridimensional de les rases (Font: Tekla)

L'armat de les rases és el que imposen les armadures mínimes per evitar la ruptura fràgil (veure apartat 3.4 de l'Annex D), i és el següent:

$$5 \phi 16mm \left(A_s \cdot f_{yd} = 44,58Tn \right)$$

És a dir, cinc barres de diàmetre 16 mm, amb estreps de 8 mm de diàmetre amb una distància de separació de 20 cm.

La longitud d'ancoratge, considerada a partir de l'eix del pilar, és de 60 cm de manera que es solapa amb l'armadura de la rasa contigua i per això a la figura 14.2 semblen una única barra.



14. Sistema d'arriostrament

El sistema d'arriostrament assegura l'estabilitat de la nau en la seva direcció longitudinal, i consisteix en creus de San Andreu entre els pòrtics primer i segon, i darrer i penúltim, realitzades mitjançant tirants.

El diàmetre del tirant s'ha calculat mitjançant el programa PF però considerant ara un model en tres dimensions, com es mostra a la següent figura:

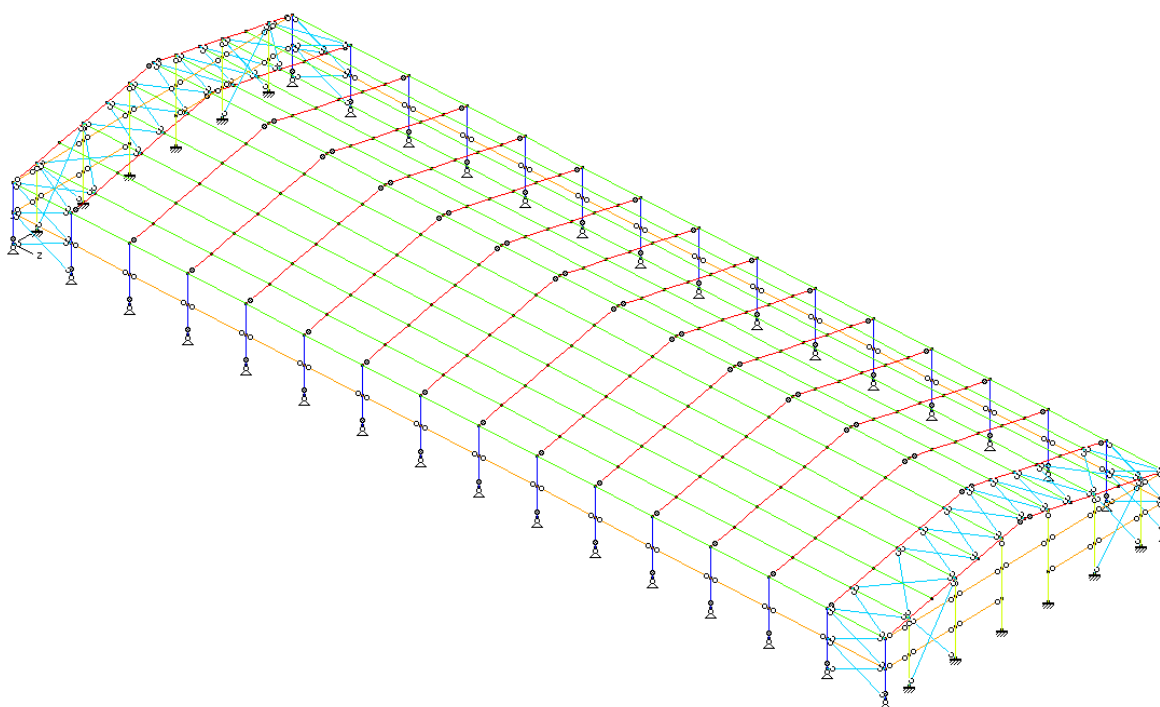


Fig. 14.1 Model en tres dimensions de la nau realitzat mitjançant PF (Font: Tekla)

També s'han disposat dues creus d'arriostrament a cada una de les façanes, disminuint així encara més el moment flector en la direcció de l'eix dèbil que han de suportar els pilars hastials.

El diàmetre dels tirants obtingut amb PF és de 30 mm (veure apartat 4 de l'Annex D).



15. Pilars hastials

Els pilars hastials només estan al primer i al darrer pòrtic i la seva finalitat és la d'absorbir els esforços generats per l'acció del vent. Per tant, treballen bàsicament a flexió, encara que també es transmet una petita part dels esforços del pòrtic sobre aquests.

Per dimensionar els pilars hastials s'ha generat un tercer model amb PF, prenent només el primer pòrtic del model en 3D (veure figura 15.1). Els pilars estan encastats a la base i articulats a l'extrem superior.

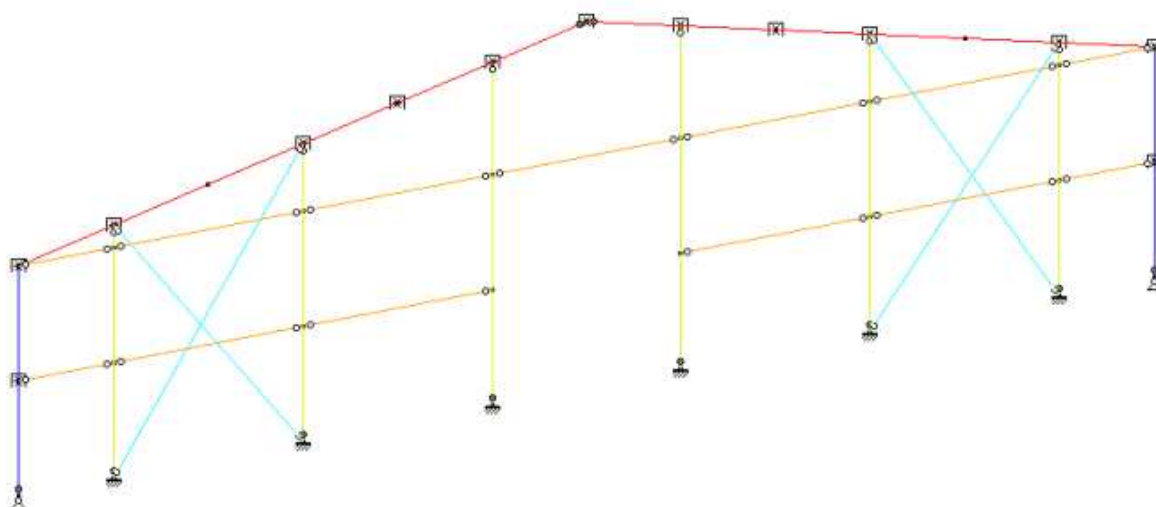


Fig. 15.1 Model introduït al programa PowerFrame per dimensionar els pilars hastials

(Font: PowerFrame)

Els detalls de l'anàlisi (condicions d'enllaç, longituds de vinclament, longituds de bolcada lateral, diagrames, etc.) es poden consultar a l'apartat 5 de l'Annex D.

El perfil dels pilars resultant del dimensionament és un HE 220 A, amb un esgotament màxim de la secció de **64,13 %** i un esgotament al vinclament del **99,01 %**.

No s'han realitzat les comprovacions manualment perquè amb l'anàlisi del pòrtic principal ja s'ha vist que els resultats del programa són bastant fiables.

15.1. Unió de l'extrem superior del pilar

La unió s'ha realitzat mitjançant una placa soldada a la cara inferior de l'ala de la biga, unida mitjançant cargols a l'ànima del pilar i té el següent aspecte:



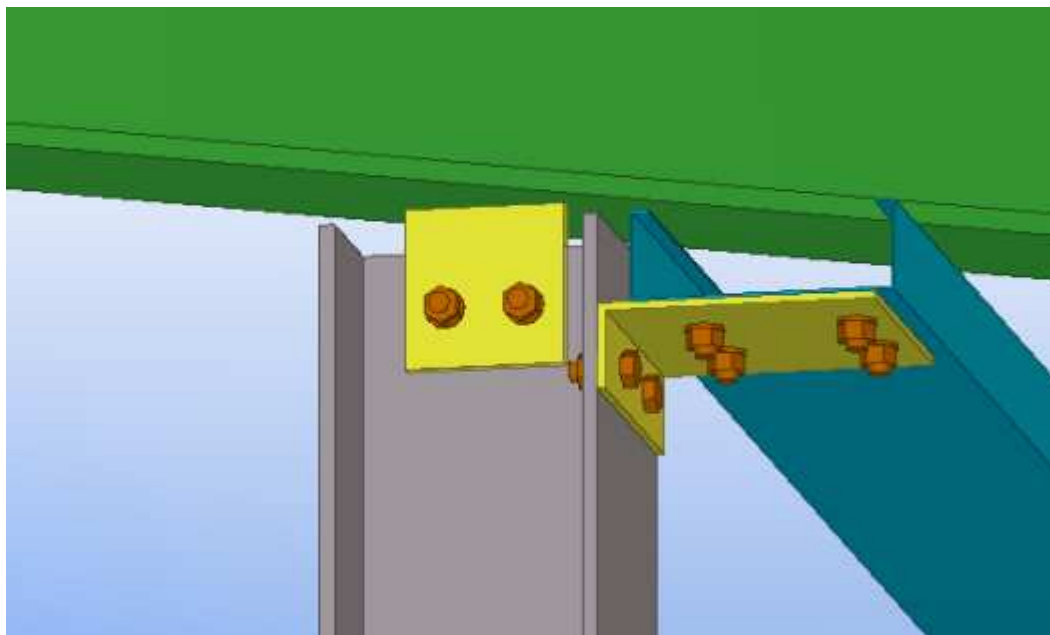


Fig. 15.2 Unió de l'extrem superior dels pilars hastials (Font: Tekla)

El disseny i comprovació de la unió s'han realitzat manualment (veure resultats a l'apartat 5.2 de l'Annex D) ja que el programa PowerConnect no pot calcular unions d'aquest tipus.

15.2. Disseny de la unió de la base del pilar

En aquest cas, el disseny i comprovació de la unió s'han realitzat exclusivament mitjançant el programa PowerConnect. L'aspecte que presenta la unió és el següent:

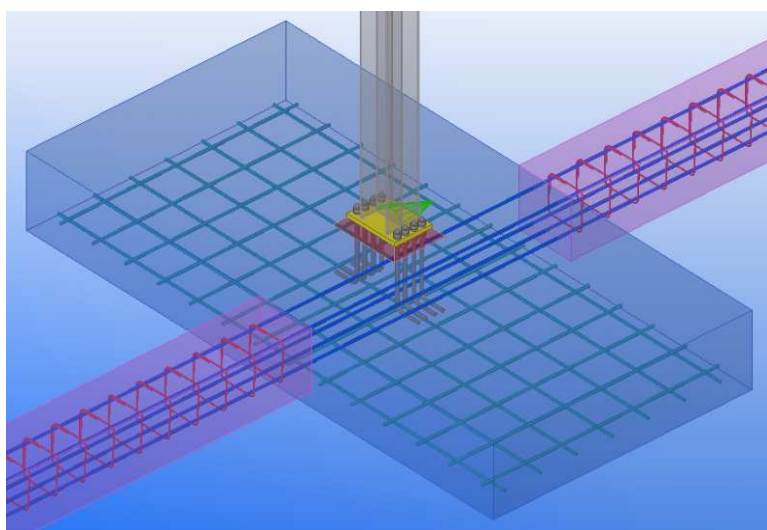


Fig. 15.3 Unió de l'extrem inferior dels pilars hastials (Font: Tekla)



A continuació es mostra un gràfic d'interacció de resistència de moment flector i esforç normal, on s'engloben totes les combinacions d'accions estudiades. Constitueix el resum de resultats de les verificacions que realitza el programa:

Resumen

Momento y esfuerzo normal

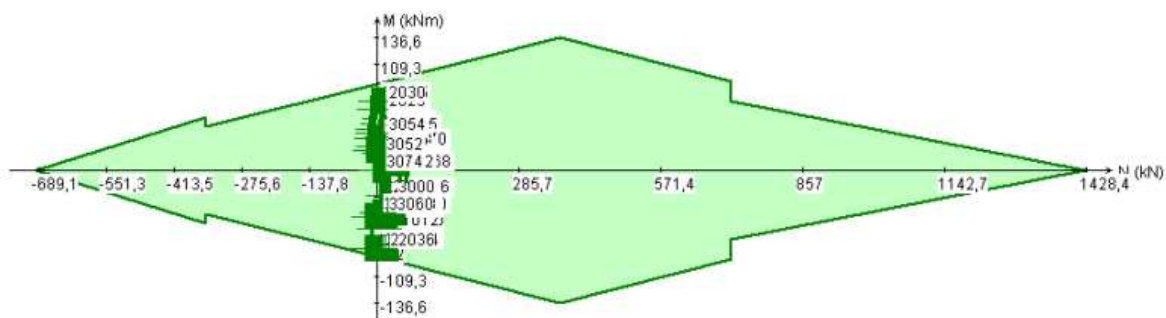


Fig. 15.4 Gràfic de interacció de resistència de moment flector i esforç normal

Com que totes les combinacions estan dins la zona de seguretat (en color verd a la figura 15.4) el disseny és correcte.

Els dibuixos que es mostren a continuació representen la situació de càrrega real (esquerra) corresponent a la combinació d'accions ELU CF 322, i la situació hipotètica que provocaria la fallada de la unió (dreta) seguint el mateix patró de càrregues (els ancoratges no arriben a la part inferior de la sabata encara que el programa PC ho representi així):

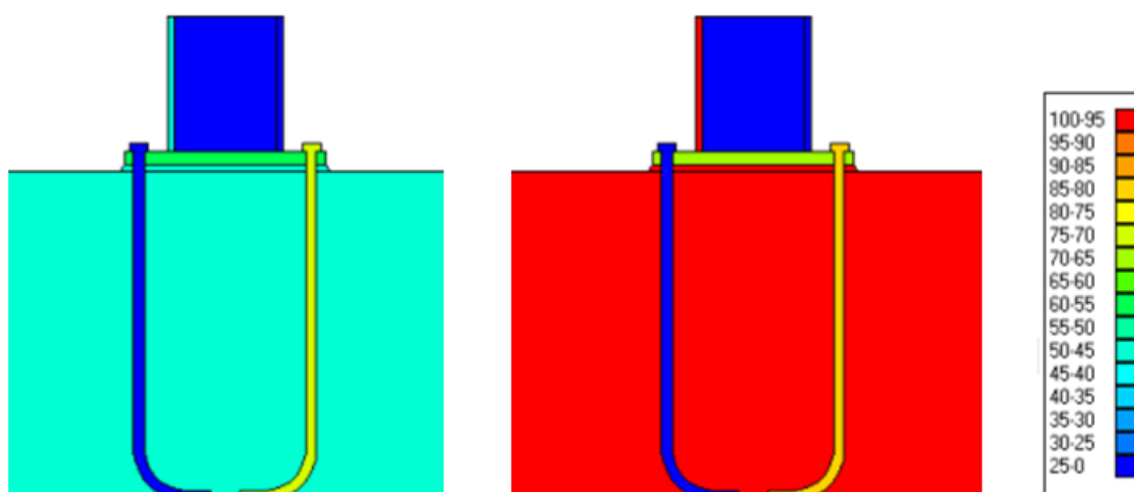


Fig. 15.5 Esgotament (%) segons càrregues reals (esquerra) i màximes resistents (dreta) dels elements de la unió (Font: PowerConnect)



16. Cimentació dels pilars hastials

La cimentació dels pilars hastials s'ha realitzat mitjançant sabates aïllades de formigó armat. Igual que per la fonamentació del pòrtic principal, s'han realitzat manualment totes les comprovacions corresponents segons les indicacions de la EHE-08, sense el suport de cap programa informàtic.

El procés de dimensionament i els resultats de les comprovacions es pot consultar a l'apartat 5.4 de l'Annex D.

Les dimensions finals de la sabata (per evitar que bolqui el fonament) són:

$$a = 3,6m; \quad b = 1,8m; \quad h = 0,5m$$

L'armat definitiu, molt similar a l'obtingut per càlcul a flexió, és el que imposen les armadures mínimes per evitar la ruptura fràgil (veure apartat 3.4.6 de l'Annex D), i és el següent:

$$4 \phi 16 \left(A_s \cdot f_{yd} = 35,67Tn \right) \quad \text{per metre lineal (en ambdues direccions)}$$

La separació entre barres és de 25 cm en ambdues direccions, el recobriment de 7 cm i la longitud d'ancoratge de 40 cm des de la secció de referència per calcular el moment flector, però s'ha de fer arribar fins a l'extrem del fonament.

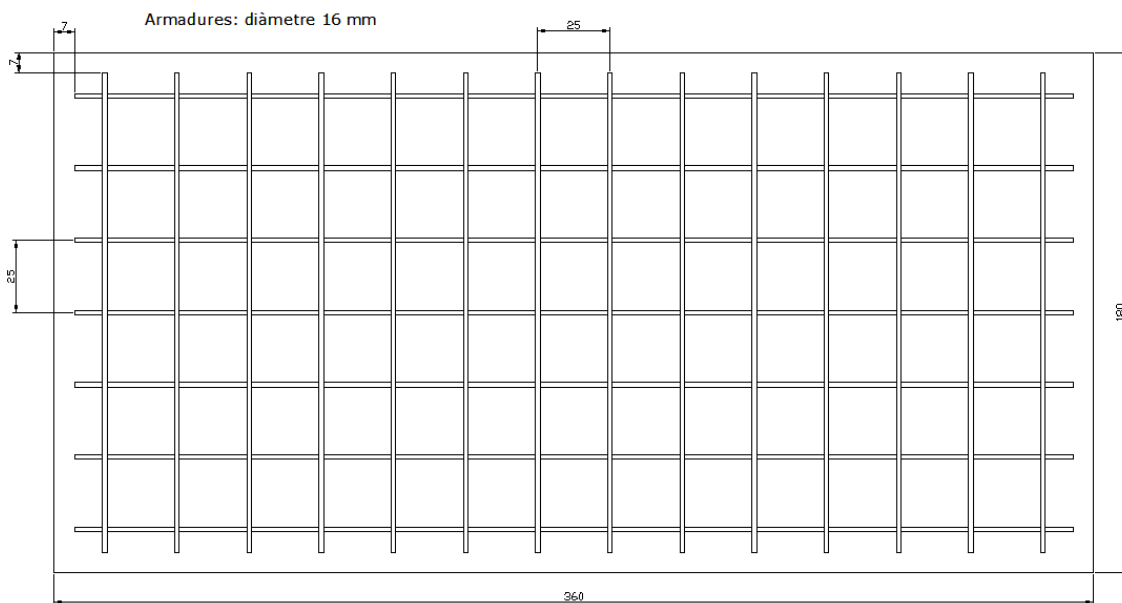


Fig. 16.1 Armat de les sabates dels pilars hastials vist en planta (Font: Autocad)



17. Paviment

La determinació del cantell i la quantitat d'acer necessària pel paviment es pot veure a l'apartat 2 de l'Annex E.

El cantell obtingut és de $h = 20$ cm i la quantitat d'acer és de $1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Per tant, es disposa la malla estàndard **C-131, 15x15 5-5** (malla de 15x15cm, amb diàmetre 5 mm² en ambdues direccions).

S'ha decidit fer el paviment a base de lloses de 6 m d'amplada (de manera que la llum del pòrtic queda dividida en 6 parts) i 7 m de llargada (coincidint amb la distància entre pilars), com es mostra a la següent figura:

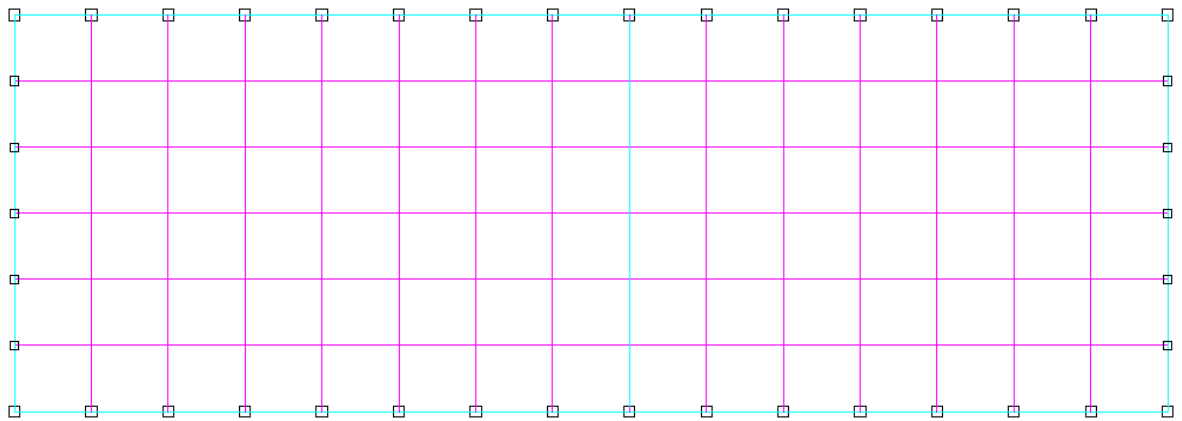


Fig. 17.1 Distribució en planta de les juntes de retracció (magenta) i de dilatació (cian)
(Font: Autocad)

Les juntes de retracció (que es fan coincidir amb les de formigonat) i les de dilatació tenen l'aspecte que es mostra a continuació:

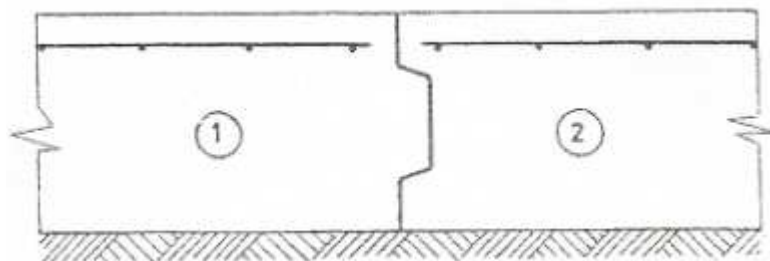


Fig. 17.2 Junta de retracció (Font: [21])



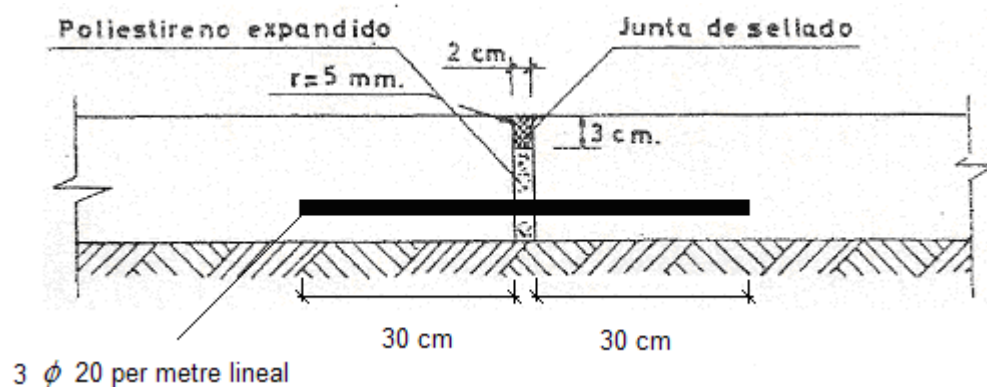


Fig. 17.3 Junta de dilatació entre dues lloses contigües (Font: [21])

A la figura 17.3 s'observa que per una millor transmissió de càrregues, es disposen tres barres de 20 mm de diàmetre per metre lineal, ja que aquesta junta constitueix la zona més dèbil del paviment i s'ha de reforçar.

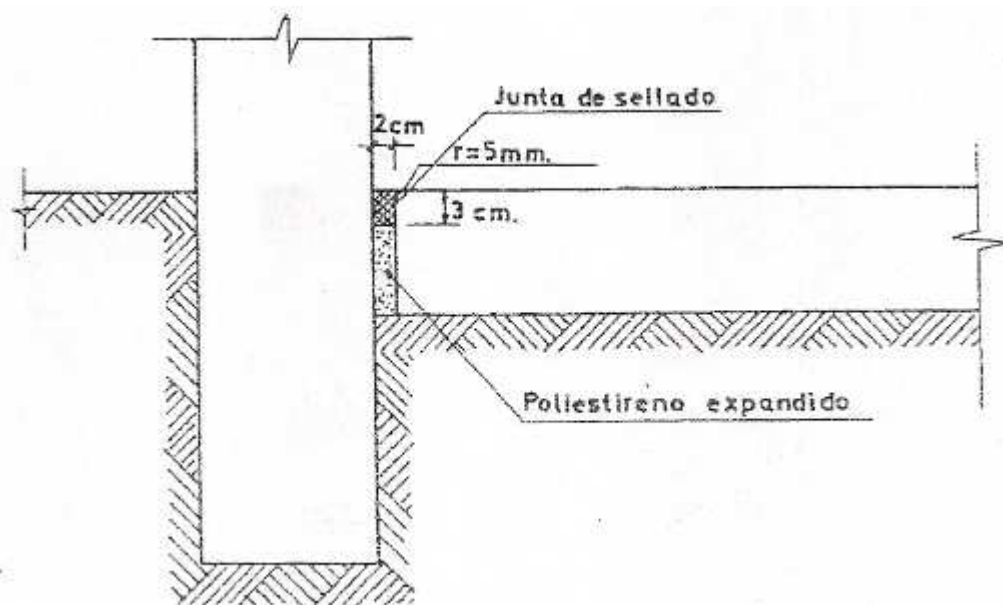


Fig. 17.4 Junta de dilatació de vora o perimetral (Font: [21])



18. Corretges, tancaments i junta de dilatació

Tan les corretges de façana com les de coberta s'han dimensionat mitjançant un full de càlcul de l'empresa *Metalperfil* (veure apartat 3 de l'Annex E).

Les corretges de façana són del model C-200x2 i les de coberta són del model Z-225x2. Els ratis de treball obtinguts amb el full de càlcul són els següents:

	ELS	ELU
Corretges de façana	91 %	94 %
Corretges de coberta	32 %	99 %

Taula 18.1 Resultats del dimensionament de les corretges (Font: [32])

Els tancaments de la nau es fan mitjançant perfils de xapa metàl·lica i llana de roca entremig creant una cambra aïllant. Tots els perfils són de l'empresa *Acieroid* i el seu dimensionament s'ha realitzat mitjançant les taules del catàleg [30], considerant en cada cas la càrrega màxima que ha de suportar el tancament (veure apartat 4 de l'Annex E).

Així, el tancament de façana està constituït per dues xapes diferents. L'exterior és la que desenvolupa la funció d'element resistent, i és del perfil ACL-48S. En canvi, la interior és la xapa d'acabat, i és del perfil ACL-23.

La coberta deck s'executa a obra mitjançant dos perfils iguals de xapa del model ACL-30C (ambdós resistents). Per crear la cambra aïllant es disposa un perfil d'acer galvanitzat S280 GD, en forma de "omega" entre els dos perfils.

En general, cada 50 m aproximadament és convenient disposar una junta de dilatació per evitar que les deformacions degudes a les variacions tèrmiques generin càrregues no previstes sobre l'estructura. En aquest cas s'ha decidit que un dels dos pòrtics centrals, (concretament el pòrtic número 9) sigui un pòrtic de dilatació (veure apartat 5 de l'Annex E).

Enlloc de solapar les corretges, s'han separades una distància de 3 cm, i els forats pels cargols són ovalats de manera que permeten el lliure moviment de l'estructura. Aquest sistema s'ha disposat a totes les unions entre corretges, tant de façana com de coberta, per permetre així la lliure dilatació o contracció de l'estructura.



19. Informe geotècnic

El dimensionament de la cimentació del pòrtic principal i dels pilars hastials s'ha realitzat a partir de les dades obtingudes de l'informe geotècnic (veure apartat 7 de l'Annex E).

Els resultats més importants de l'estudi són els següents:

- Tensió admissible del terreny: $\sigma_{adm} = 1,0 \frac{kp}{cm^2}$;
- Valor de la cohesió del terreny: $c = 0,64 \frac{kp}{cm^2}$;
- Angle de fregament intern del terreny: $\varphi = 18^\circ$;
- El terreny sobre el qual es fa la cimentació s'assimila a un sòl CL¹ sorrenc amb valors mitjans de N_{spt} de 10;
- L'estudi de la concentració de sulfats conclou que el sòl no és agressiu per al formigó;
- Presència d'un nivell freàtic estabilitzat entre 5,80 i 6,00 m de profunditat.

¹ Argila inorgànica poc plàstica o de plasticitat mitjana, argiles amb grava, argiles arenoses, argiles llimoses, o argiles magres.



20. Instal·lació fotovoltaica

A la vessant sud de la coberta de la nau s'ha projectat una instal·lació solar fotovoltaica de 109,2 kWp (98,28 kW de potència nominal) connectada a la xarxa de baixa tensió.

A l'Annex F s'han explicat extensament les característiques dels elements presents a la instal·lació, el dimensionament del cablejat i les proteccions elèctriques, els càlculs de pèrdues i de producció anual esperada realitzats, les característiques de les diferents solucions que es poden adoptar, etc. També s'ha realitzat un anàlisi de rendibilitat econòmica de la inversió determinant els ingressos per la venda d'energia, el període de retorn, i el VAN, el TIR i el WACC (veure apartats 6, 7 i 8 de l'Annex F).

20.1. Descripció general de la instal·lació

La instal·lació es divideix en 10 subgeneradors de 10,92 kWp (9,83 kW de potència nominal) amb un inversor de xarxa de 10 kW de potència nominal per cada un.

Cada subgenerador està format per tres cadenes de 13 panells en sèrie, connectades en paral·lel entre elles. Els panells són de silici monocristal·lí, model *SUNPORT 72M* de la marca *CUANTUM SOLAR*, amb una potència pic de 280 Wp.

20.2. Descripció de la subestructura de suport dels panells

Els panells es fixen a la subestructura mitjançant uns fixacions d'alumini anomenades "clips" (quatre clips per cada panell), que es mostren a la següent figura:



Fig. 20.1 Peces extremes (esquerra) i interiors (dreta), que subjecten els panells sobre els perfils d'alumini (Font: [46] p. 2)



La subestructura es disposa paral·lelament a la coberta i consta de perfils d'alumini dissenyats especialment per suportar panells fotovoltaics (veure figura 20.2). El perfil té una forma similar a una H, de manera que es posen uns cargols mirant cap amunt per fixar els clips als rails, i uns cargols mirant cap avall (els caps dels cargols queden a l'interior del perfil) per fixar els rails a unes fixacions amb forma trapezoïdal de la marca *Schletter* anomenades *Fix2000*. Aquestes, es disposen sobre la greca de la coberta fixades mitjançant cargols autoroscant en posició horitzontal.

A continuació es mostren unes figures amb els elements que s'acaben de descriure:

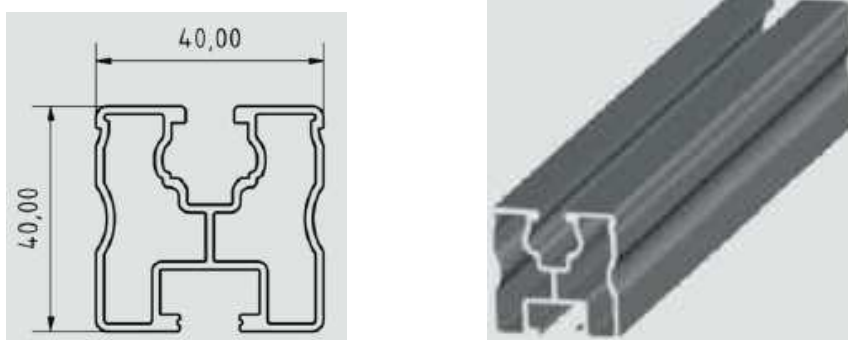


Fig. 20.2 Perfil d'alumini de la subestructura de suport dels panells (Font: [47] p. 2)

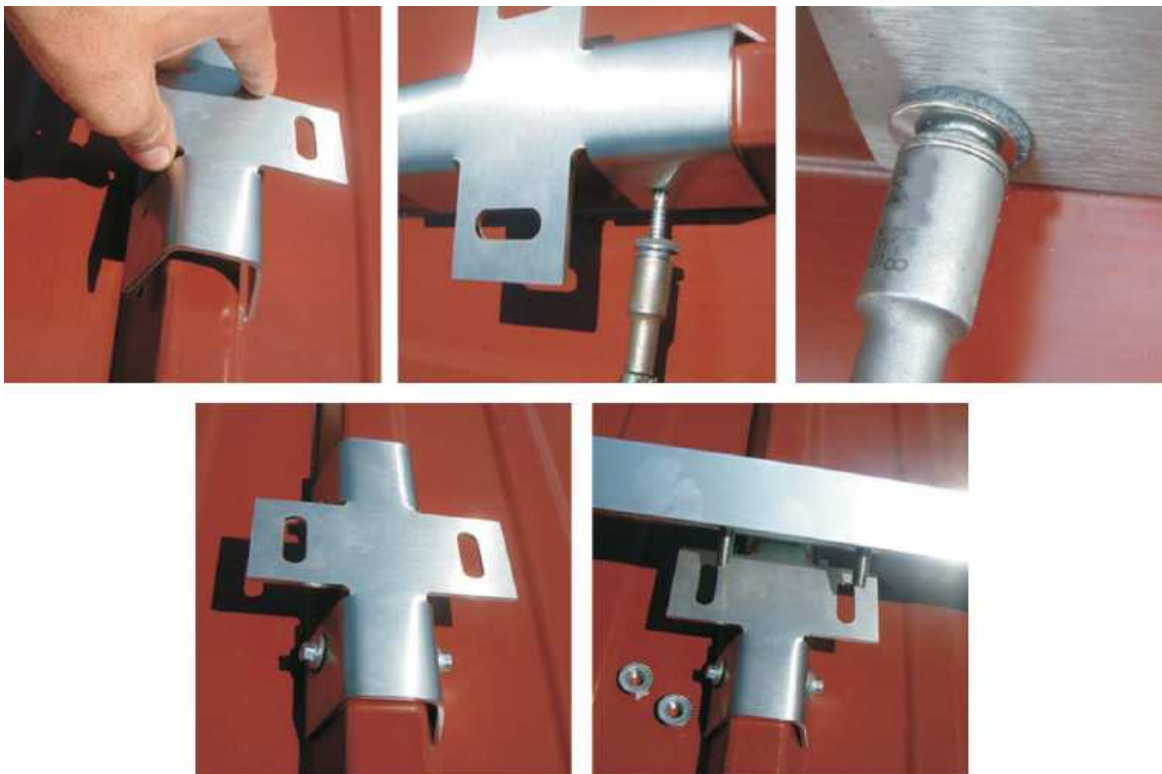


Fig. 20.3 Fixació *Fix2000* de *Schletter* per aguantar els perfils de la subestructura sobre la coberta (Font: [48] p. 1)



Per evitar pèrdues d'estanquitat es posen tires de cautxú EPDM entre la peça *Fix2000* i la greca, i també en els punts de recolzament dels perfils sobre la coberta (on no hi ha peça de fixació), com es mostra a la següent figura:

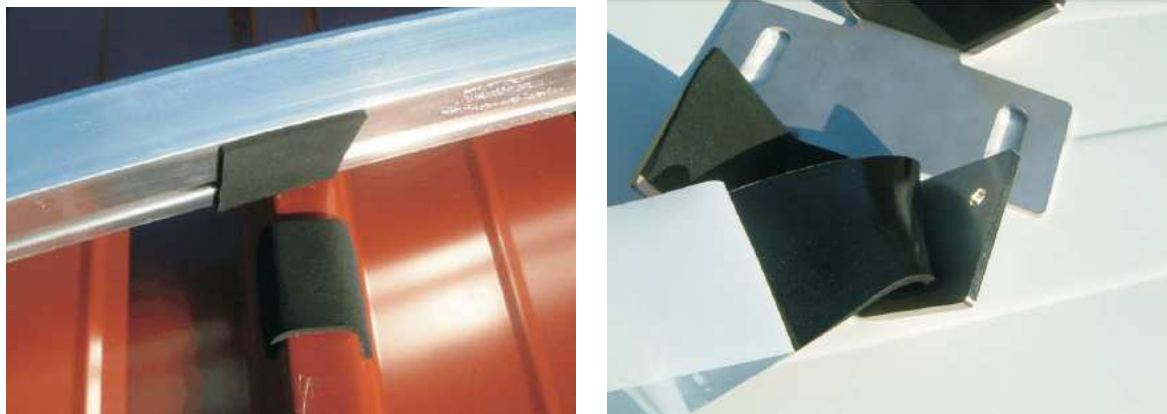


Fig. 20.4 Tires de cautxú EPDM per suavitzar contactes (esquerra) i per evitar filtracions d'aigua (dreta) (Font: [48] p. 2 i 3)

Els càlculs i comprovacions per justificar els elements de la subestructura es poden consultar a l'apartat 5.5 de l'Annex F.

20.3. Descripció dels elements de la instal·lació

La instal·lació es divideix en dues parts; la part de contínua (CC) i la part d'alterna (CA).

20.3.1. Costat de contínua (CC)

Al costat de contínua hi ha 10 subgeneradors amb 39 panells fotovoltaics cadascun, amb 3 cadenes de 13 panells connectats en sèrie mitjançant cables de 4 mm^2 de secció. Al final de cada cadena hi ha una caixa estanca (30 en total) on es canvia la secció del cablejat de 4 a 6 mm^2 per tal de reduir la caiguda de tensió en el tram que va des dels panells als inversors. Abans de l'entrada de cada inversor hi ha una altra caixa estanca amb un interruptor seccionador bipolar de CC (on es torna a canviar la secció de 6 a 4 mm^2), per poder desconnectar la part de CC quan sigui necessari.

20.3.2. Costat d'alterna (CA)

A la part d'alterna hi ha 10 inversors *NT10000* de la casa *SUNWAYS* aptes per al muntatge en mural.



Cada inversor té tres entrades independents de CC (les 3 cadenes de panells en sèrie de cada subgenerador es connecten a les 3 entrades de CC de cada inversor) i una sortida d'alterna (tant entrades com sortides requereixen una secció del cablejat de 4 mm²).

A la sortida de cada inversor hi ha un interruptor tetrapolar contra sobrecàrregues i curtcircuits (dins la mateixa caixa estanca on hi ha els seccionadors de CC), on es canvia la secció del cable de 4 a 25 mm². Llavors, els deu cables de CA s'uneixen al quadre general de protecció de CA, on hi ha un interruptor magnetotèrmic general i un interruptor diferencial general.

De la sortida del quadre general de CA en surt un únic cable (tetrapolar) de 185 mm² de secció que va fins el conjunt de protecció i mesura (CPM).

Dins el CPM hi ha un altre interruptor magnetotèrmic general i un interruptor diferencial general, tres fusibles (un per cada fase), i tres transformadors de corrent perquè un comptador trifàsic bidireccional (per energia activa i reactiva) pugui llegir tant l'energia generada com la consumida de la instal·lació fotovoltaica.

Després del CPM hi ha la caixa general de protecció (CGP) amb tres fusibles de calibre superior als del CPM. Al costat de la CGP hi ha la caixa de seccionament (CS) que estableix el límit de propietat entre la instal·lació fotovoltaica del particular i la xarxa de l'empresa elèctrica distribuïdora.

El punt de connexió a la xarxa elèctrica és en baixa tensió (400 V) i es realitzarà a la xarxa de l'empresa distribuïdora o bé a la mateixa escomesa de l'usuari.

20.3.3. Proteccions de la instal·lació

Apart de les proteccions mencionades, hi ha altres dispositius de seguretat com la posada a terra o les proteccions incloses al mateix inversor, que són de vital importància per al correcte funcionament de la instal·lació i per assegurar unes condicions mínimes de qualitat de l'energia injectada a la xarxa. Totes elles estan degudament explicades a l'apartat 3.4 de l'Annex F.

20.4. Pressupost i anàlisi econòmic de la instal·lació

El pressupost total de la instal·lació fotovoltaica, que inclou transport i muntatge dels elements que la componen, és de 443 079 € (veure taula 7.1 de l'Annex F).



A partir d'aquest pressupost i considerant els valors de la producció d'electricitat anual esperada, s'ha realitzat un anàlisi de viabilitat i rendibilitat econòmica de la inversió, els resultats del qual es resumeixen a continuació.

- $VAN = 83162,3 \text{ €}$;
- $TIR = 7,55 \% > WACC = 5,67 \% \Rightarrow$ El projecte és viable econòmicament;
- Període de retorn (payback): 12 anys.

Tots els detalls de l'anàlisi realitzat (així com les explicacions dels indicadors econòmics VAN, TIR i WACC), condicions de pagament, producció i ingressos anuals, amortitzacions, etc. es poden consultar a l'apartat 8 de l'Annex F.

A continuació es mostra un gràfic amb l'evolució del benefici net de capital al llarg del 25 anys de vida útil de la instal·lació:

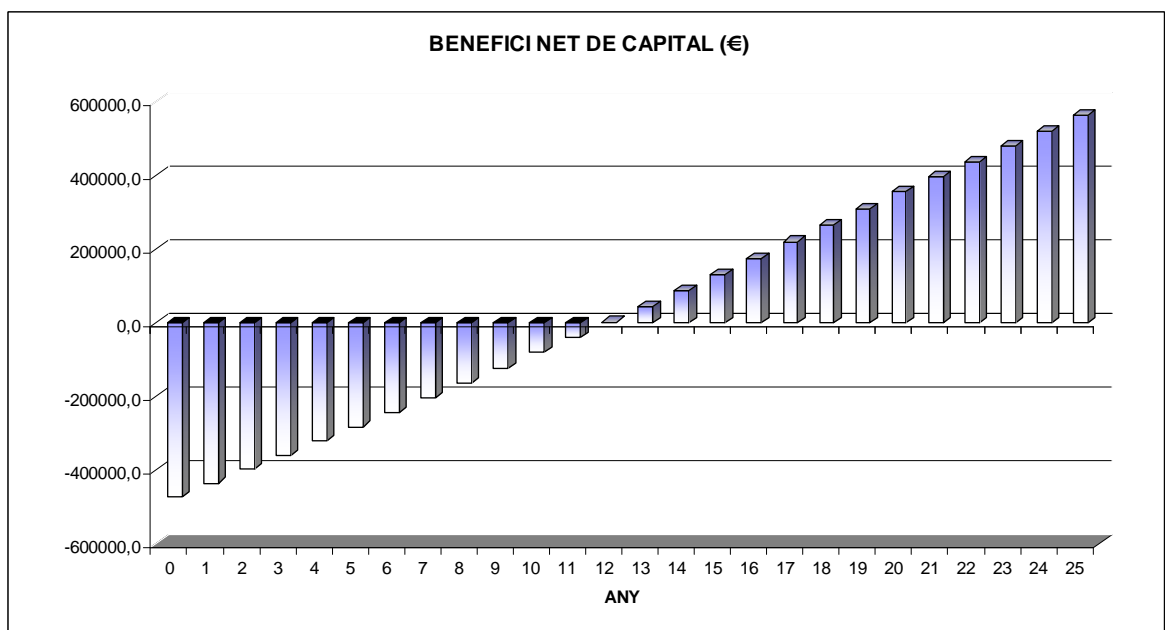


Fig. 20.5 Evolució del benefici net de capital (€) en 25 anys (Font: Excel)



21. Pressupost

El pressupost que es desglossa a continuació no fa referència l'execució de l'obra, sinó a la confecció del present projecte. Les diferents etapes que constitueixen el projecte són les següents:

- *Anàlisi del projecte*: plantejament d'alternatives estructurals (20 h, enginyer);
- *Anàlisi global de l'estructura de barres*: determinació de les càrregues actuant sobre l'estructura i del esforços que s'hi generen (45 h, enginyer);
- *Càlcul de unions*: estudi de les unions del pòrtic principal de l'estructura i dels pilars hastials (80 h, enginyer);
- *Càlcul de la fonamentació i del paviment*: dimensionament i comprovació dels fonaments i del paviment de la nau (30 h, enginyer);
- *Confecció dels plànols*: elaboració d'un model en 3D per la visualització en detall de l'estructura i l'aspecte final de la nau, i confecció dels plànols en 2D (70 h, enginyer o projectista amb experiència);
- *Estudi geotècnic*: elaborat per l'empresa EGGA (Estudis Geotècnics i Geologia Aplicada) (1500 €);
- *Projecte de la instal·lació fotovoltaica de connexió a xarxa* (8688 €, veure apartat 7 de l'Annex F);
- *Amortització del suport informàtic*: programes de càlcul (PowerFrame i PowerConnect) i programa de CAD (Tekla);
 - PowerFrame: 3000 € (cost d'adquisició);
 - PowerConnect: 1800 € (cost d'adquisició);
 - Tekla: 18000 € (cost d'adquisició).
- *Desplaçaments i altres*: aquí s'inclouen despeses degudes als desplaçaments (visita de la parcel·la i reunions amb propietaris), impressió de plànols, etc.

Considerant que les hores de feina es cobren a 40 €/h, el pressupost queda de la següent manera:



CONCEPTE	QUANTITAT	COST (€)
Anàlisi de la documentació existent	20 h	800
Anàlisi global de l'estructura de barres	45 h	1800
Càlcul de unions	80 h	3200
Càlcul de la fonamentació i del paviment	30 h	1200
Confecció dels plànols	70 h	2800
Estudi geotècnic	-	1500
Amortització del suport informàtic	10%	2280
Desplaçaments i altres	-	60
SUBTOTAL PROJECTE ESTRUCTURES		13640 €
Projecte de la instal·lació fotovoltaica	2%	8688

TOTAL**22328 €**

Taula 21.1 Pressupost del projecte



Conclusions

PowerFrame

Els resultats de l'anàlisi de barres de l'estructura obtinguts manualment són pràcticament idèntics als mateixos resultats obtinguts mitjançant PowerFrame (PF). Per tant es pot concloure que els càlculs són correctes i el programa PF és molt fiable.

Això no significa que els resultats que doni el programa siguin sempre correctes, ja que una bona modelització de l'estructura i la correcta introducció de les longituds de vinclament i de bolcada lateral és bàsica per obtenir resultats acceptables.

El que no és gaire recomanable és realitzar estudis en tres dimensions, ja que el programa treballa molt millor i molt més ràpidament, si el model s'analitza en dues dimensions.

PowerConnect

Els resultats del càlcul de la unió biga pilar obtinguts manualment són bastant similars als que dona el programa PowerConnect (PC), però hi ha discrepàncies en alguns dels resultats intermedis, encara que en general no són molt importants. No obstant, el moment resistent obtingut és molt similar al que dona PC, quedant el resultat del programa pel costat de la seguretat.

El que no s'ha valorat gaire positivament és la poca claredat en les consideracions que realitza el programa, i en determinats valors (que PC no dona) o procediments per arribar al resultat final. El programa dona un recull de resultats bastant acceptable, però a partir d'un cert punt passa a donar només un resultat final (el moment resistent de càlcul de la unió) la procedència del qual no està gens clara.

Pel que fa a la unió de la base del pilar, en principi PC aplica les indicacions del mateix EC-3 per al tipus de unió en estudi (una mica diferents a les de la unió biga pilar), però hi ha determinats valors que no s'han pogut comparar amb els resultats obtinguts manualment ja que no s'ha arribat a esbrinar a quins càlculs responen.

A més, s'han d'introduir les dimensions de la sabata, però PC no en dona cap resultat. Només fa referència al formigó a compressió, que en principi és el formigó immediatament a sota de la placa base, però els resultats que en dona no semblen del tot correctes i a més, en representacions gràfiques de l'estat de tensions de la unió, aquest resultat l'aplica a tot el formigó de la sabata donant lloc a una possible mala interpretació.

En general però, la valoració del PowerConnect és també molt positiva.



Instal·lació fotovoltaica

La conclusió que es pot treure de l'estudi realitzat és que si no es fan més instal·lacions fotovoltaïques sobre les cobertes de naus industrials és per falta de iniciativa, o per prejudicis infundats sobre aquest tipus de instal·lacions.

Hi ha molta gent que opina que els panells fotovoltaïcs sobre la coberta d'una nau industrial són antiestètics, o que les càrregues de vent degudes a la instal·lació suposen un encariment de l'estructura principal de la nau, o que no queda assegurada l'estanquitat de la coberta, o inclús que aquest tipus de tecnologia té rendiments massa baixos (en comparació per exemple a l'energia eòlica) i per tant no val la pena invertir-hi.

Tot això pot ser veritat si es pretén realitzar una instal·lació amb orientació i inclinació òptima a sobre de qualsevol coberta, però precisament l'estudi de viabilitat tècnica i econòmica es basa en avaluar aquests problemes i determinar, si escau, una solució de compromís (com en el cas estudiat). Així, s'accepten unes determinades pèrdues respecte a la producció màxima d'energia que es podria obtenir, evitant alhora problemes d'estanquitat i haver de sobredimensionar l'estructura principal.

Un altre fet que no afavoreix gens la proliferació de iniciatives en aquest tipus de projectes és la baixada de la retribució en la venda de l'electricitat per kW·h produït (imposada pel Reial Decret 1578/2008, de 26 de setembre). És cert que s'havia de frenar el creixement totalment desproporcionat de les instal·lacions fotovoltaïques que hi ha hagut els darrers anys (sobretot pel que fa als anomenats "horts solars"), però amb la legislació actual a Espanya, una instal·lació com la projectada no pot rebre la retribució màxima si té una potència superior de 20 kW.

Aquest límit de potència abans estava als 100 kW, que coincideix amb la potència màxima per poder injectar a la xarxa de baixa tensió, i era un bon límit per impulsar instal·lacions fotovoltaïques com la proposada.

Malauradament, la restricció de potència de 20 kW i la poca predisposició actual dels bancs i caixes per deixar diners, enlloc de impulsar aquests tipus de inversions no fa més que frenar-les.



Agraïments

Primerament, un agraïment especial al tutor del projecte Frederic Marimon, per la seva gran ajuda i dedicació, i per oferir-me les instal·lacions i equipaments del departament.

En segon lloc, voldria agrair a l'empresa CONSTRUSOFT que m'hagin donat accés gratuït als programes PowerFrame, PowerConnect, i Tekla, i als respectius cursos de formació. Una menció especial a l'Albert Plans per les consultes realitzades sobre els detalls del càlcul de unions que realitza Powerconnect, i al Toni Lladró pel suport de Tekla.

També vull agrair al professor Joan Bisbal l'ajuda proporcionada en relació a temes de formigó i mecànica del sòl.

I finalment, un agraïment molt especial als meus pares, a la família, als amics i a la Damiana pel suport incondicional rebut al llarg de tota la carrera.



Bibliografia

Referències bibliogràfiques

- [1] *Código Técnico de la Edificación 2006 (CTE), Parte 2 DB-SE (Documento Básico – Seguridad Estructural)*, Març 2006, pàgs: SE-5 a SE-14
- [2] *Código Técnico de la Edificación 2006 (CTE), Parte 2 DB-A (Documento Básico – Acero)*, Març 2006, pàgs: SE-A-39 i 40, SE-A-43 a SE-A-44 i SE-A-76 a SE-A-77
- [3] *Código Técnico de la Edificación 2006 (CTE), Parte 2 DB-SE-AE (Documento Básico – Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación)*, Març 2006
- [4] *Fe d'errates CTE 2006*, publicació del BOE número 254, de 23 d'octubre de 2007, p. 6
- [5] CEN (European Committee for Standardization), *Eurocode 3 (EC-3): Design of steel structures - Part EN 1993-1-1: General rules and rules for buildings*,
- [6] CEN (European Committee for Standardization), *Eurocode 3 (EC-3): Design of steel structures - Part EN 1993-1-8: Design of joints*,
- [7] AENOR, *Eurocódigo 3 (EC-3): Proyecto de Estructuras de Acero - Parte EN 1993-1-1: Reglas generales y reglas para edificaciones* (traducció provisional al castellà),
- [8] AENOR, *Eurocódigo 3 (EC-3): Proyecto de Estructuras de Acero - Parte EN 1993-1-8: Proyecto de estructuras de acero. Uniones* (traducció provisional al castellà),
- [9] *ENV 1993-1-1:1992*, Apartat F.1.2
- [10] CEN (European Committee for Standardization), *Eurocode 3 (EC-3): Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements* p. 17, 21-25
- [11] ECCS, *Rules for Member Stability in EN 1993-1-1. Background documentation and design guidelines*, DSBN: 92-9147-000-84
- [12] ACCESSTEEL, NCCI: *Límites de flecha prácticos para edificaciones de una sola planta*, Ref: SN035a-ES-EU, [<http://www.access-steel.com/>], 15 d'abril 2007]
- [13] ACCESSTEEL, *Example: Elastic analysis of a single bay portal frame*, Ref: SX029a-EN-EU, [<http://www.access-steel.com/>], 20 d'abril 2007]



- [14] ACCESSTEEL, *Example: Elastic design of a single bay portal frame made of fabricated profiles*, Ref: SX030a-EN-EU, [<http://www.access-steel.com/>, 22 d'abril 2007]
- [15] ARCELOR, *Prontuario de perfiles*, [<http://www.sections.arcelor.com>, 14 abril 2007]
- [16] F. WALD, *Design of structural connections to eurocode. Worked examples*
- [17] F.WALD, *Design of structural connections to Eurocode. Preview of MS Power Point presentations*
- [18] ECCS, *Technical Committee 10 – Column base*
- [19] F. WALD, *Column Bases*
- [20] FUNDACIÓ UPC (FREDERIC MARIMON [et al.]), *Apunts del postgrau Disseny i Anàlisi Estructural Avançat - Càlcul i disseny d'estructures metàl·liques segons les normatives EUROCODI 3 i CTE*
- [21] FUNDACIÓ UPC (JOAN BISBAL), *Apunts del postgrau Disseny i Anàlisi Estructural Avançat - Càlcul i disseny d'estructures de formigó segons la normativa espanyola EHE. Paral·lelismes amb l'Eurocodi-2*
- [22] R. ARGÜELLES ALVAREZ, R. y J.M. ARGÜELLES BUSTILLO, F. ARRIAGA MARTITEGUI, J.R. ARTIENZA REALES, *Estructuras de acero. Cálculo (tom I) i Estructuras de acero. Uniones y sistemas estructurales (tom II)*, Bellisco Ediciones Técnicas y Científicas, Madrid, 2005 (2ª edició)
- [23] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN, *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural*, Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento, Madrid, 2008
- [24] JOSE CALAVERA, *Cálculo de estructuras de cimentación*, Intermac, Madrid 1998
- [25] *Código Técnico de la Edificación 2006 (CTE), Parte 2 DB-SE-C (Documento Básico – Seguridad Estructural – Cimientos)*, Març 2006, pàgs: SE-C-9, SE-C-33, SE-C-113
- [26] P. JIMENEZ MONTOYA, A. GARCIA MESEGUER, F. MORAN CABRE, *Hormigón armado (toms I i II)*, Editorial Gustavo Gili, Barcelona 1991 (13ª edició)
- [27] JOSE CALAVERA, *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón toms I i II*, Intermac, Madrid, 1999



- [28] JOSE-MARIA FORNONS, *Introducción al cálculo de las estructuras de hormigón armado*, cpda, Barcelona 1999, p. I.7, I.8
- [29] <http://www.arrakis.es/~ferros/Productos/texmalla.htm>, 23 d'abril de 2009
- [30] ACIEROID, catàleg de sistemes constructius
- [31] A. JIMENEZ, *Full de càlcul: Generador de vent*
- [32] F. MARIMON i A. GUERRERO, *Full de càlcul per dimensionament de corretges de l'empresa Metalperfil*
- [33] *Código Técnico de la Edificación 2006 (CTE), DB-HS (Documento Básico – Salubridad)*, Març 2006, pàgs: HS5-9 i HS5-27
- [34] EGGA (ESTUDIS GEOTÈCNICS I GEOLOGIA APLICADA), *Estudi geotècnic*, http://www.udg.edu/Portals/50/Contractacio_admin/VOLUM%20I/1.1.3_ANNEX-ESTRUCTURA-ESTUDI-GEOTECNIC.pdf, 16 de maig 2008]
- [35] CENSOLAR, *Instalaciones de energía solar, tomo II, energética solar*, Progensa (promotora general de estudios S.A.), Sevilla, 2005, pàgs: 3(2.1.4), 5(2.1.4), 26(2.1.4), 43(2.1.4)
- [36] IDAE, *Instalaciones de Energía Solar Fotovoltaica. Pliego de Condiciones Técnicas de Instalaciones Conectadas a Red*, fondo editorial "Difusión IDAE", 2002, Madrid, pàgs: 19-21, 25-29, 37-38, 53-55
- [37] CENSOLAR, *Fotovoltaica para profesionales. Diseño, instalación y comercialización de plantas solares fotovoltaicas*, Progensa, Sevilla, 2006, pàgs: 85-183
- [38] RBT (*Reglamento Eletrotécnico para Baja Tensión*), Thomson paraninfo, 2002, Madrid, ITC-BT-40 sobre *Instal·lacions generadores de baixa tensió*
- [39] *Reial Decret 1578/2008, de 26 de setembre*
- [40] CUANTUM SOLAR, *pdf Sunport72M-Spanish*, <http://www.cuantsolar.com/inicio/index.html>, 17 de maig 2007]
- [41] CUANTUM SOLAR, *pdf Inversor de conexión a red NT10000*, <http://www.cuantsolar.com/inicio/index.html>, 20 de maig 2007]
- [42] CUANTUM SOLAR, *pdf Manual NT10000*, <http://www.cuantsolar.com/inicio/index.html>, 20 de maig 2007]



- [43] TYCO ELECTRONICS, *pdf Solarlok Interconnection System*
[<http://www.tycoelectronics.com/default.aspx>, 14 març 2009]
- [44] ABB, *pdf System pro M compact® and other modular devices for low voltage installation. Technical catalogue*, [<http://www.abb.com/ProductGuide/>, 15 de març 2009]
- [45] ABB, *pdf Molded case circuit breakers (Tmax)*, [<http://www.abb.com/ProductGuide/>, 15 de març 2009]
- [46] SCHLETTER, *pdf Module Clamps, Schletter Solar mounting systems*
[<http://75.125.60.8/~schlette/home.html>], 21 de maig 2009]
- [47] SCHLETTER, *pdf Profiles catalogue, Schletter Solar mounting systems*,
[<http://75.125.60.8/~schlette/home.html>], 22 de maig 2009]
- [48] SCHLETTER, *pdf Fix 2000 Aplicacion Hints, Schletter Solar mounting systems*,
[<http://75.125.60.8/~schlette/home.html>], 24 de maig 2009]
- [49] SUNWAYS, *full de càlcul*
- [50] Diari econòmic “*Expansión*”, 25 octubre 2009

Bibliografia complementària

- [1] Corrigendum to EN 1993-1-8 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, Document: N1649E
- [2] EAE capítol 5, apartats 22.3.1 i 22.3.2
- [3] ITEA, *Tomo 13: Diseño de uniones*
- [4] METSEC, *Purlins* (catàleg de corretges), *Fundamentals Volume (S.I. edition.)*. Atlanta: 2001,
- [5] BETEC *Productos especiales para la construcción*, abril 2006, Madrid
- [6] FRUCTUOSO MAÑÁ, *Cimentaciones superficiales*, Blume, Barcelona, 1970, pàgs. 15-22



- [7] CENSOLAR, *Instalaciones de energía solar, toms I (Física) i V (Sistemas de conversión eléctrica)*, Progensa (promotora general de estudios S.A.), Sevilla, 2005
- [8] ORIOL BOIX, LUIS SAINZ, FELIPE CÓRCOLES, FRANCISCO J. SUELVES, *Tecnología Eléctrica*, Ceysa, Barcelona, 2002, pàgs: 15-51
- [9] Reial Decret 1663/2000, de 29 de setembre,
- [10] CTICM, *Encastremets de poutres sur poteaux réalisés par platines d'about*, ISBN 2008 França

Altres activitats realitzades

Postgrau Fundació UPC, *Disseny i anàlisi estructural avançat*, Barcelona, 2007-2008

Curs a distància: *Proyectista instalador de energía solar*, universitat CENSOLAR de Sevilla, 2007

Curs de formació contínua al COEIC: *Instal·lacions d'energia solar fotovoltaica*, Barcelona, Desembre 2007

Curs de formació dels programes PowerFrame i PowerConnect amb l'empresa CONSTRUSOFT, Barcelona, Maig 2007

Curs de formació del programa Tekla amb l'empresa CONSTRUSOFT, San Andreu de la Barca, Octubre 2008

Curs d'Autocad a la Fundació CIM, Barcelona, Juny 2007

CONSTRUMAT, Barcelona, Maig 2007

ENERGY FORUM, Barcelona, Abril 2008

